

# **ESTUDO NUMÉRICO DO IMPACTO DA NOVA ACÇÃO SÍSMICA PREVISTA NO EUROCÓDIGO 8 PARA O COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS NA REGIÃO NORTE DE PORTUGAL**

**RAQUEL GABI OLIVEIRA FREITAS**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

FEVEREIRO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, gostaria de expressar o meu apreço ao Professor António Arêde, orientador científico desta dissertação, pela disponibilidade com que acompanhou a realização deste trabalho, pelo conhecimento que transmitiu e pela importante auxílio prestado na escrita deste documento.

Um agradecimento particular ao Engenheiro Hugo Rodrigues, pelo importante papel na solução de diversas questões com que me deparei, pela paciência, humanismo e boa disposição de valor incomensurável no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos meus colegas de curso pelo companheirismo, em especial à Ana Fernandes e Mara Andrade, pela amizade, pela prontidão na discussão de conhecimentos e pelas longas horas de estudo conjunto, ao longo de todo o curso.

Aos meus pais pelo apoio e esforço pessoal para que todo este trabalho fosse possível.

Por fim, um agradecimento especial ao Sérgio Castro pela colaboração maior.



## **RESUMO**

A necessidade de unificar critérios e metodologias de cálculo relativas ao projecto estrutural e geotécnico de edifícios e obras de engenharia civil europeias tornou real um conjunto de normas denominadas por Eurocódigos. Estas normas, apoiadas em documentos de aplicação nacional, denominados por Anexo Nacional, serão a nova regulamentação a instituir em Portugal.

Mediante a iminente entrada em vigor desta regulamentação, torna-se benemérito o estudo do impacto desta comparativamente à regulamentação actual preconizada pelo Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983).

Neste trabalho comparam-se, por estes princípios, as exigências da nova acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 (EC8, 2003) e respectivo Anexo Nacional relativamente à acção actual estabelecida pelo RSA identificando carências e estratégias de reforço de edifícios existente.

Apresentam-se simulações numéricas de quatro edifícios existentes na zona norte de Portugal, sendo dois deles projectados antes de 1980, anteriores à regulamentação em vigor, e dois projectados após 1980, dimensionados segundo a actual regulamentação, por forma a comparar os efeitos da acção sísmica, segundo uma análise por espectros de resposta.

Finalmente, efectua-se uma análise dinâmica não linear, para um edifício de cada um dos tipos de estruturas, com intuito de comparar os efeitos da acção sísmica segundo esta análise com os determinados segundo a análise por espectros de resposta.

Palavras-Chave: sísmica, EC8, RSA, comparação, edifícios.

## **ABSTRACT**

The need to unify criteria and methodologies of calculus related to the structural and geotechnical projecting in buildings and civil engineering works in Europe made real a set of rules named Eurocodes. These rules, based on national documents, called *Anexo Nacional*, will be the new regulation in Portugal. With the imminent appliance of these rules it becomes rewardable studying its impact in comparison with the actual regulation set up by the *Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes* (RSA, 1983).

In this work, the demands of the new seismic actions predicted in Eurocode 8 (EC8, 2003) and its *Anexo Nacional* are compared with the actions established nowadays and defined in the RSA, identifying lacks and strategies in strengthening buildings.

Numerical simulations of four buildings existing in the north of Portugal are presented, two of them projected before 1980, before the actual regulation, and the other two projected post-1980, dimensioned in conformity with the actual laws, so that comparisons between the effects of seismic action can be achieved.

Finally, a non-linear analysis is made for one building of each kind of structure, with the goal of comparing the effects of seismic action in this analysis with the ones determined by the response spectrum analysis.

Keywords: seismic, EC8, RSA, comparison, building

## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA: NORMA EUROPEIA (EC8) E REGULAMENTO PORTUGUÊS EM VIGOR (RSA)</b> .....	3
2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2. NORMA EUROPEIA – EC8 .....	3
2.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA .....	4
2.2.1.1. Zonamento .....	4
2.2.1.2. Definição do espectro de resposta elástica horizontal .....	5
2.2.1.3. Efeitos do solo .....	6
2.2.1.4. Definição do espectro de resposta elástica vertical .....	6
2.2.2. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA .....	6
2.2.2.1. Espectro de resposta elástica de projecto .....	6
2.2.2.2. Determinação de deslocamentos .....	7
2.2.2.3. Metodologias de análise sísmica .....	7
2.2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA .....	9
2.2.3.1. Estado limite último .....	9
2.2.3.2. Estado limite de utilização .....	10
2.3. REGULAMENTO PORTUGUÊS – RSA .....	10
2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA .....	10
2.3.1.1. Zonamento .....	10
2.3.1.2. Quantificação da acção sísmica .....	11
2.3.2. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO DOS SISMO .....	11
2.3.2.1. Metodologias de análise sísmica .....	12
2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	13
<b>3. DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO</b> .....	15

<b>3.1. INTRODUÇÃO</b>	15
<b>3.2. EDIFÍCIO PARNASO</b>	15
<b>3.3. EDIFÍCIO COSTA CABRAL</b>	17
<b>3.4. EDIFÍCIO QUINTA DA GAMA (AVANCA)</b>	20
<b>3.5. EDIFÍCIO DE GUIMARÃES</b>	21
<b>3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	23
<b>4. ANÁLISE POR ESPECTROS DE RESPOSTA E DIMENSIONAMENTO DOS DE ESTUDO</b>	25
<b>4.1. INTRODUÇÃO</b>	25
<b>4.2. ASPECTOS DA MODELAÇÃO</b>	25
<b>4.3. ACÇÕES CONSIDERADAS</b>	28
<b>4.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES</b>	30
<b>4.5. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO</b>	32
<b>4.6. ANÁLISE DE RESULTADOS</b>	36
4.6.1. FORÇAS SÍSMICAS	36
4.6.2. DESLOCAMENTOS	42
4.6.3. <i>DRIFTS</i>	47
4.6.4. ESFORÇOS DE CORTE	52
4.6.5. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS	59
<b>4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	69
<b>5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR</b>	71
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b>	71
<b>5.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO MATERIAL</b>	71
<b>5.3. ASPECTOS GERAIS DA MODELAÇÃO ESTRUTURAL</b>	72
5.3.1. MODELOS GLOBAIS DAS ESTRUTURAS	72
5.3.2. DEFINIÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES	73
<b>5.4. DEFINIÇÃO DA CARGA ESTÁTICA, MASSA E AMORTECIMENTO</b>	75
<b>5.5. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO</b>	75
<b>5.6. ACÇÃO SÍSMICA</b>	77
<b>5.7. ANÁLISE DE RESULTADOS</b>	78
5.7.1. CORTE BASAL	78
5.7.2. DESLOCAMENTOS	79
5.7.3. <i>DRIFTS</i>	81

5.7.4. EXIGÊNCIAS DE DUCTILIDADE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	82
<b>5.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>88</b>
<b>6. CONCLUSÃO .....</b>	<b>89</b>
6.1. INTRODUÇÃO .....	89
6.2. CONCLUSÕES GERAIS.....	89
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	90



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1. – Zonamento sísmico segundo a NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007).....	4
Fig. 2.2. – Aspecto do espectro de resposta elástico (EC8, 2003).....	5
Fig. 2.3. – Zonamento sísmico segundo o RSA para o sismo de distância focal próxima e afastada.....	11
Fig. 3.1. – Edifício Parnaso: a) corte, b) fachada posterior e c) fachada principal do projecto de arquitectura...	16
Fig. 3.2. – Planta do piso rés-do-chão do edifício Parnaso.....	16
Fig. 3.3. – Esquema estrutural do piso tipo e pórtico limítrofe do edifício Parnaso.....	17
Fig. 3.4. – Edifício costa Cabral: a) fachada posterior, b) fachada principal e c) corte do projecto de arquitectura.....	18
Fig. 3.5. – Esquema estrutural do piso tipo do edifício Costa Cabral.....	19
Fig. 3.6. – Aspecto dos pilotis do edifício Costa Cabral (Fonseca, 2005).....	19
Fig. 3.7. – Edifício de Avanca: a) alçado principal, b) alçado posterior e c) corte do projecto de arquitectura....	20
Fig. 3.8. – Planta estrutural do piso tipo do edifício de Avanca.....	21
Fig. 3.9. – Edifício de Guimarães: a) alçado posterior, b) corte longitudinal e c) corte transversal do projecto de arquitectura.....	22
Fig. 3.10. – Planta estrutural do piso tipo do edifício de Guimarães.....	23
Fig. 4.1. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício Parnaso.....	26
Fig. 4.2. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício Costa Cabral (a) e pormenorização das molas (b).....	27
Fig. 4.3. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício de Avanca.....	27
Fig. 4.4. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício de Guimarães.....	28
Fig. 4.5. – Espectros de resposta elásticos segundo o EC8 para os cenários de acção sísmica.....	30
Fig. 4.6. – Espectros de resposta elásticos segundo o RSA para os cenários da acção sísmica.....	30
Fig. 4.7. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício Parnaso.....	34
Fig. 4.8. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício Costa Cabral.....	34
Fig. 4.9. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício de Avanca.....	34
Fig. 4.10. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício de Guimarães.....	35
Fig. 4.11. – Localização das frequências dos casos de estudo.....	35
Fig. 4.12. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício Parnaso.....	37
Fig. 4.13. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício Parnaso.....	37
Fig. 4.14. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício Costa Cabral.....	38
Fig. 4.15. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício Costa Cabral.....	38
Fig. 4.16. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício de Avanca.....	39
Fig. 4.17. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Avanca.....	39
Fig. 4.18. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício de Guimarães.....	40
Fig. 4.19. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Guimarães.....	40
Fig. 4.20. – Perfil de deslocamentos no edifício Parnaso segundo a direcção x.....	43
Fig. 4.21. – Perfil de deslocamentos no edifício Parnaso segundo a direcção y.....	43
Fig. 4.22. – Perfil de deslocamentos no edifício Costa Cabral segundo a direcção x.....	44
Fig. 4.23. – Perfil de deslocamentos no edifício Costa Cabral segundo a direcção y.....	44
Fig. 4.24. – Perfil de deslocamentos no edifício de Avanca segundo a direcção x.....	45
Fig. 4.25. – Perfil de deslocamentos no edifício de Avanca segundo a direcção y.....	45
Fig. 4.26. – Perfil de deslocamentos no edifício de Guimarães segundo a direcção x.....	46
Fig. 4.27. – Perfil de deslocamentos no edifício de Guimarães segundo a direcção y.....	46
Fig. 4.28. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Parnaso segundo a direcção x.....	48

Fig. 4.29. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Parnaso segundo a direcção <i>y</i> .....	48
Fig. 4.30. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>x</i> .....	49
Fig. 4.31. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	49
Fig. 4.32. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	50
Fig. 4.33. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Avanca segundo a direcção <i>y</i> .....	50
Fig. 4.34. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Guimarães segundo a direcção <i>x</i> .....	51
Fig. 4.35. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Guimarães segundo a direcção <i>y</i> .....	51
Fig. 4.36. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>x</i> no edifício Parnaso.....	53
Fig. 4.37. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>y</i> no edifício Parnaso.....	53
Fig. 4.38. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>x</i> no edifício Costa Cabral.....	55
Fig. 4.39. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>y</i> no edifício Costa Cabral.....	55
Fig. 4.40. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>x</i> no edifício de Avanca.....	57
Fig. 4.41. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>y</i> no edifício de Avanca.....	57
Fig. 4.42. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>x</i> no edifício de Guimarães.....	58
Fig. 4.43. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção <i>y</i> no edifício de Guimarães.....	58
Fig. 5.1. – Regras de histerese associadas ao modelo não linear em flexão (Varum, 1996).....	71
Fig. 5.2. – Curva base de comportamento (tri-linear para cada sentido) (Varum, 1996).....	72
Fig. 5.3 – Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996).....	72
Fig. 5.4. – Modelo exemplo de pórticos ligados por bielas rígidas.....	73
Fig. 5.5. – Modelo do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>x</i> .....	74
Fig. 5.6. – Modelo do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	74
Fig. 5.7. – Modelo do edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	74
Fig. 5.8. – Modelo do edifício de Avanca segundo a direcção <i>y</i> .....	74
Fig. 5.9. – Primeiro modo do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>x</i> .....	76
Fig. 5.10. – Primeiro modo do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	76
Fig. 5.11. – Primeiro modo do edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	76
Fig. 5.12. – Primeiro modo do edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	76
Fig. 5.13. – Aspecto dos acelerogramas.....	77
Fig. 5.14 – Espectro médio das séries próxima e afastada.....	77
Fig. 5.15. – Perfil de corte por piso no edifício Costa Cabral.....	78
Fig. 5.16. – Perfil de corte por piso no edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	79
Fig. 5.17. – Perfil de deslocamentos no edifício Costa Cabral.....	80
Fig. 5.18. – Perfil de deslocamentos no edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	80
Fig. 5.19. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício Costa Cabral.....	81
Fig. 5.20. – Perfil de <i>drifts</i> no edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	82
Fig. 5.21– Corte na base vs deslocamento de topo do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	83
Fig. 5.22 – Corte na base vs deslocamento de topo do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	83
Fig. 5.23. – Dano nos elementos resistentes verticais do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>x</i> .....	84
Fig. 5.24. – Dano nos elementos resistentes horizontais do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>x</i> .....	84
Fig. 5.25. – Dano nos elementos resistentes verticais do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	85
Fig. 5.26. – Dano nos elementos resistentes horizontais do edifício Costa Cabral segundo a direcção <i>y</i> .....	85
Fig. 5.27. – Corte na base vs deslocamento de topo do edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	86
Fig. 5.28. – Dano nos elementos resistentes verticais do edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	87
Fig. 5.29. – Dano nos elementos resistentes horizontais do edifício de Avanca segundo a direcção <i>x</i> .....	87



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. - Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ ( $\text{cm/s}^2$ ) nas várias zonas sísmicas da NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007).....	4
Tabela 4.1. – Acções permanentes para o piso tipo consideradas para cada edifício.....	26
Tabela 4.2. – Acções permanentes para o piso tipo consideradas para cada edifício [ $\text{kN/m}^2$ ].....	28
Tabela 4.3. – Sobrecargas e respectivos valores reduzidos para todos os edifícios.....	29
Tabela 4.4. – Principais frequências dos edifícios em estudo e respectiva participação modal.....	33
Tabela 4.5. – Diferenças entre regulamentos para os casos em estudo [%].....	36
Tabela 4.6. – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].....	42
Tabela 4.7. – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].....	47
Tabela 4.8 – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].....	52
Tabela 4.9. – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].....	59
Tabela 4.10. – Resumo do dimensionamento de armadura dos pilares do edifício Parnaso.....	61
Tabela 4.11. – Resumo do dimensionamento de armadura das vigas do edifício Parnaso.....	62
Tabela 4.12. – Resumo do dimensionamento da armadura dos pilares do edifício Costa Cabral.....	63
Tabela 4.13. – Resumo do dimensionamento da armadura das vigas do edifício Costa Cabral.....	64
Tabela 4.14. – Resumo do dimensionamento do edifício de Avanca.....	65
Tabela 4.15. – Resumo do dimensionamento da armadura das vigas do edifício de Avanca.....	66
Tabela 4.16. – Resumo do dimensionamento do edifício de Guimarães.....	67
Tabela 4.17. – Resumo do dimensionamento da armadura das vigas do edifício de Guimarães.....	68
Tabela 4.18. – Tabela resumo dos resultados obtidos para o dimensionamento de armadura segundo as normas europeias e o RSA [%].....	69
Tabela 5.1. – Principais frequências dos edifícios em estudo [Hz].....	75

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Os efeitos deletérios associados à acção sísmica manifestam a crescente preocupação com a correcta definição desta acção aquando o dimensionamento de estruturas. Cada vez mais é indispensável garantir a integridade das estruturas e a segurança dos seus utilizadores. Neste sentido, têm vindo a ser criadas normas que pretendem assegurar a protecção das vidas humanas, assim como, a funcionalidade das estruturas importantes para a operação da protecção civil e a limitação dos danos, evitando situações de reforço de custos desproporcionalmente elevados quando comparados com o custo da estrutura.

Apesar de Portugal se situar nas proximidades de uma zona limítrofe de placas tectónicas de significativa actividade sísmica, é apenas em 1983 que se estendem as precauções relativas a zonas sujeitas a actividade sísmica para além da cidade de Lisboa (que contemplava protecções anti-sísmicas testadas em modelos de madeira desde a sua reconstrução, após o Terramoto de 1755) pela implementação na legislação portuguesa do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983), ainda em vigor, onde se torna obrigatória a consideração da acção sísmica no dimensionamento de estruturas em todo o país.

Actualmente encontra-se em fase de estudo a aplicação da regulamentação europeia para o dimensionamento de estruturas, na qual se entende encontrar informação mais rigorosa do que a existente actualmente. A definição da acção sísmica segundo o Eurocódigo 8 (EC8, 2003) apresenta importantes diferenças, como um zonamento mais selectivo, distinto para cada cenário de acção sísmica e a consideração de cinco tipos de terreno. O regulamento europeu pretende ainda assegurar regulamentação onde a legislação portuguesa é omissa como, por exemplo, diferenciando a acção sísmica mediante os materiais que compõem a estrutura (apresenta capítulos específicos para edifícios de betão, edifícios de aço, edifícios mistos de aço-betão, edifícios de madeira e edifícios de alvenaria), assim como, apresentando disposições específicas para elementos estruturais (vigas, pilares, ligações viga-pilar e paredes, por exemplo).

É neste contexto que nesta dissertação se atenta às diferenças entre as exigências associadas à nova regulamentação e aquelas prescritas pela regulamentação nacional ainda em vigor.

Para tal, foram estudados quatro edifícios projectados na região Norte que se associam em dois grupos: sendo um de estruturas dimensionadas e construídas na década de 50, anteriores à implementação do RSA, com o objectivo de identificar necessidades de intervenção e reforço em edifícios construídos nessa altura; e um outro grupo de edifícios dimensionados e construídos após a implementação da regulamentação sísmica actualmente em vigor, com o objectivo de quantificar o

impacto da nova regulamentação sísmica em termos práticos do projecto de estruturas actualmente realizado. Desta forma, efectuou-se o dimensionamento de armadura dos edifícios em estudo com base numa análise linear elástica tendo em conta as acções consideradas em projecto e os métodos de cálculo utilizados correntemente.

Faz também parte dos objectivos desta dissertação a avaliação do comportamento dos edifícios segundo uma análise não linear dinâmica, com intuito de se proceder a uma comparação de resultados entre a análise linear elástica e esta análise mais refinada. Para tal, é efectuado um estudo dinâmico não linear onde são avaliados os efeitos da acção sísmica e as exigências de ductilidade dos elementos resistentes, para dois dos edifícios, sendo um de cada grupo de estruturas em estudo.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, o primeiro dos quais é constituído pela presente introdução que descreve o enquadramento, objectivos e organização da dissertação.

No **Capítulo 2** são apresentadas as considerações tidas pelo EC8 e pelo RSA na determinação dos efeitos da acção sísmica, com maior incidência sobre o primeiro, uma vez que é a normativa a implementar e pela complexidade da sua aplicação comparativamente ao estipulado no RSA. Distingue-se a aplicabilidade dos regulamentos, o zonamento que é estipulado, as exigências a garantir e os tipos de análise possíveis.

O **Capítulo 3** apresenta uma breve descrição dos edifícios em estudo, indicando o esquema estrutural, tipo de utilização e materiais utilizados em cada uma das estruturas a considerar aquando da modelação dos casos de estudo.

O **Capítulo 4** é relativo ao estudo da acção sísmica por espectros de resposta, pelo que se referem aspectos da modelação de cada um dos casos em estudo e são definidas as acções e combinações de acções contabilizadas no cálculo. São ainda apresentados neste capítulo os resultados obtidos nesta análise em termos de frequências e modos de vibração, corte basal, deslocamentos por piso e *drifts*, esforços de corte nos pilares e dimensionamento de armaduras para as combinações de acções de projecto e para a combinação da acção sísmica de forma individual, para os quatro casos de estudo, segundo os regulamentos utilizados. Finalmente, são apresentadas as principais conclusões extraídas da análise dos resultados obtidos.

O **Capítulo 5** refere-se à análise dinâmica não linear, sendo apresentada uma breve introdução ao modelo de cálculo utilizado, referindo os aspectos da modelação de cada um dos edifícios em estudo e definidas as acções e respectivas combinações consideradas na análise. De forma semelhante ao Capítulo 4, são avaliadas as frequências e modos de vibração, o corte basal, os deslocamentos por piso e *drifts*. Finalmente, são apresentadas as comparações realizadas sobre esta fase do estudo relativamente à anterior, assim como o confronto desta análise com as normas e recomendações internacionais e as respectivas conclusões.

Finalmente, no **Capítulo 6** é apresentada uma síntese do trabalho realizado onde se salientam as conclusões mais relevantes.

# 2

## **REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA: NORMA EUROPEIA (EC8) E REGULAMENTO PORTUGUÊS EM VIGOR (RSA)**

### **2.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo apresentam-se, de uma forma resumida, as disposições da nova acção sísmica previstas no Eurocódigo 8 (EC8, 2003) e a regulamentação actual contemplada no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983). Enumeram-se os tipos de análise estipulados pelos regulamentos em questão.

### **2.2. NORMA EUROPEIA – EC8**

Os eurocódigos compreendem um conjunto de normas europeias relativas ao projecto estrutural e geotécnico de edifícios e obras de engenharia civil, abrangendo a execução e o controlo dos trabalhos sempre que necessário. Actualmente, existem dez eurocódigos que contemplam disposições relativas a bases de projecto estrutural (Eurocódigo 0), a acções em estruturas (Eurocódigo 1), a projectos de estruturas de betão (Eurocódigo 2), a projectos de estruturas de aço (Eurocódigo 3), a projectos de estruturas mistas de aço-betão (Eurocódigo 4), a projectos de estruturas de madeira (Eurocódigo 5), a projectos de estruturas de alvenaria (Eurocódigo 6), a projectos geotécnicos (Eurocódigo 7), a projectos de estruturas em regiões sísmicas (Eurocódigo 8) e a projectos de estruturas de alumínio (Eurocódigo 9).

O EC8 aplica-se a projectos de edifícios e obras de engenharia civil em regiões sísmicas com intuito de proteger as vidas humanas, limitar os danos e garantir a operacionalidade das estruturas importantes para a protecção civil, aquando a ocorrência de um sismo, não contemplando estruturas especiais com maiores riscos para a população, como, por exemplo, barragens e centrais nucleares.

As estruturas localizadas em regiões sísmicas devem ser projectadas e construídas de forma a satisfazer os requisitos: *i)* de não ocorrência de colapso e de limitação de danos, devendo resistir à acção sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e capacidade resistente residual após o sismo e, *ii)* não ocorrência de danos severos e limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com o custo da estrutura. Estes requisitos fundamentais devem ser satisfeitos, respectivamente, pela verificação dos estados limites último e de utilização.

## 2.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

## 2.2.1.1. Zonamento

O zonamento mediante a casualidade sísmica local é definido pelo Anexo Nacional, documento complementar aos eurocódigos que se destinam a adequar as normas europeias à realidade de cada país. No caso português, apresenta-se na Fig. 2.1. o zonamento admitido no Anexo Nacional (Carvalho, 2007), que prevê, para o caso da acção sísmica afastada, uma variação relativamente mais suave da aceleração nas diferentes zonas, com maior incidência nas zonas de sudoeste do país, o que para o caso de sismos próximos não se justifica pelo que se eliminam as zonas de valores de aceleração muito próximos.

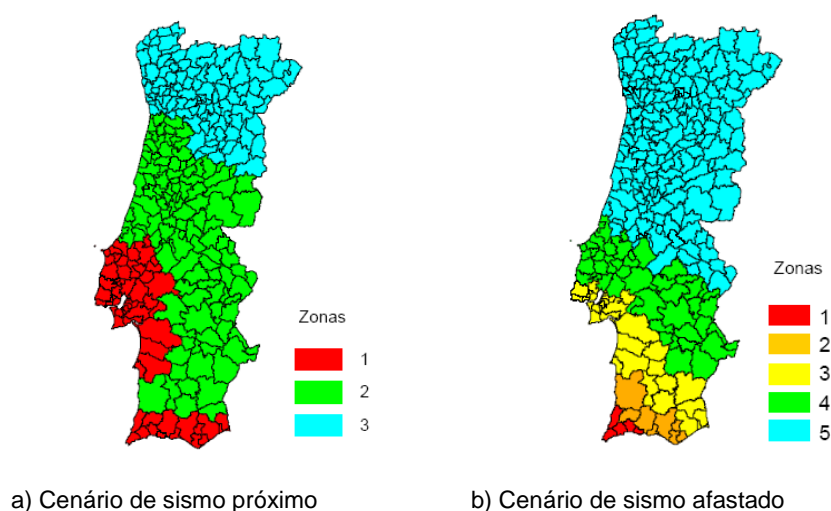


Fig. 2.1. – Zonamento sísmico segundo a NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007).

Este zonamento é baseado num parâmetro denominado de aceleração máxima nominal base em rocha ou solo rijo,  $a_g$ , vulgo valor de cálculo da aceleração base. Este valor corresponde a um período de retorno de 475 anos, ao qual se atribui um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , igual a 1 (Tabela 2.1.).

Tabela 2.1. - Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  ( $\text{cm/s}^2$ ) nas várias zonas sísmicas da NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007).

Zona sísmica	Sismo afastado	Sismo próximo
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

### 2.2.1.2. Definição do espectro de resposta elástica horizontal

A componente horizontal do espectro de resposta elástica,  $S_e(T)$ , para o período de retorno indicado é definida pelas expressões (2.1.) a (2.4.):

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.1.)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (2.2.)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3.)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4.)$$

onde,  $S_e(T)$  representa a ordenada do espectro de resposta elástica em termos de aceleração;  $T$  é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;  $a_g$  é o valor de cálculo da aceleração na base para o período de retorno de referência;  $T_B$  é limite inferior do ramo da aceleração espectral constante;  $T_C$  é o limite superior do ramo da aceleração espectral constante;  $T_D$  é o valor que define o início do ramo de deslocamento constante do espectro;  $S$  é o factor do solo e  $\eta$  é o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de coeficiente de amortecimento viscoso ( $\xi$ ), sendo dado por:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (2.5.)$$

sendo  $\xi$  o coeficiente de amortecimento em percentagem.

Os valores de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , são função do tipo de solo e do tipo de espectro, apresentando-se os seus valores recomendados para os tipos 1 e 2 na tabela 3.2 do EC8. No Anexo Nacional são definidos os valores destes parâmetros para os tipos de solo específicos do território nacional.

A representação gráfica deste espectro, dependendo dos parâmetros acima definidos, toma o aspecto da Fig. 2.2.

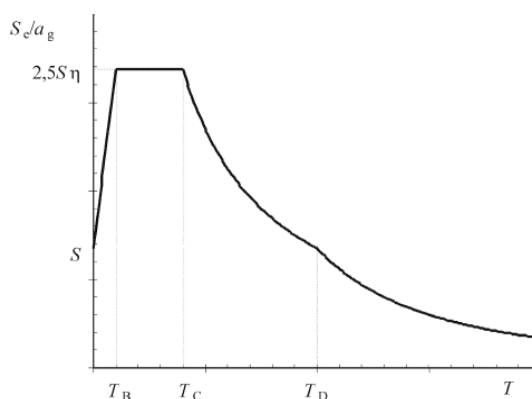


Fig. 2.2. – Aspecto do espectro de resposta elástico (EC8, 2003).

O espectro de resposta elástica, em termos de deslocamento, pode ser estimado pela expressão (2.6.), válida para períodos inferiores a 4s,

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.6.)$$

#### 2.2.1.3. Efeitos do solo

A consideração dos efeitos das características do solo na acção sísmica na estrutura é feita através da distinção de cinco tipos de terreno, denominados por terreno tipo A, B, C, D e E, que representam as características correspondentes a rocha, solos rijos, solos médios, solos brandos e solos brandos de pequena espessura, respectivamente.

Esta classificação adapta-se aos solos correntes do território nacional, no entanto, o regulamento permite adequar esta análise a outros tipos de terreno a partir dos parâmetros definidores dos espectros que consideram os efeitos do solo na acção sísmica de projecto.

#### 2.2.1.4. Definição do espectro de resposta elástica vertical

A componente vertical do espectro de resposta elástica,  $S_{ve}(T)$ , é definida pelas expressões (2.7.) a (2.10.):

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 3,0 - 1) \right] \quad (2.7.)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \quad (2.8.)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.9.)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.10.)$$

Os valores de  $a_{vg}/a_g$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , são função do tipo de solo e do tipo de espectro, apresentando-se os seus valores recomendados para os tipos 1 e 2 na tabela 3.4 do EC8 (EC8, 2003) e especificados para o território português no Anexo Nacional.

### 2.2.2. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA

#### 2.2.2.1. Espectro de resposta elástica de projecto

A definição de espectros de projecto para a análise elástica assenta na consideração de coeficientes de comportamento regulamentares que têm em conta o comportamento não linear das estruturas.

A capacidade dos sistemas estruturais para resistirem às acções sísmicas entrando no domínio não linear permite que o seu dimensionamento seja feito para valores de força inferiores aos correspondentes a uma resposta elástica linear. Com intuito de evitar o cálculo explícito de análises estruturais não lineares no projecto, considera-se a capacidade de dissipação de energia da estrutura, conferida pelo comportamento dúctil dos seus elementos, reduzindo o espectro de resposta elástico por um coeficiente de comportamento,  $q$ . Este coeficiente procura traduzir a razão entre as forças sísmicas que a estrutura experimentaria se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas mínimas que podem ser utilizadas no projecto com um modelo linear convencional.

Os valores do coeficiente de comportamento são definidos pela expressão (2.11.), sendo função do material, sistema estrutural e nível de ductilidade.

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (2.11.)$$

onde  $q_0$  é o valor básico do coeficiente de comportamento, definido na tabela 5.1 do EC8 e  $k_w$  é o factor que reflecte o modo predominante de rotura num sistema estrutural com paredes.

Assim, definem-se, segundo este regulamento, valores de coeficientes de comportamento típicos para as estruturas porticadas (as que são aqui analisadas) no valor de 1.50 para a classe de ductilidade mais baixa denominada por  $L$ , de 3.90 para a classe de ductilidade média,  $M$ , e de 5.85 para a classe de ductilidade mais elevada,  $H$ .

#### 2.2.2.2. Determinação de deslocamentos

Os deslocamentos provocados pela acção sísmica devem ser avaliados a partir da deformação elástica do sistema estrutural corrigidos através da seguinte expressão simplificada:

$$d_s = q_d \times d_e \quad (2.12.)$$

onde  $d_s$  é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à acção sísmica de cálculo,  $q_d$  é o coeficiente de comportamento de deslocamento que se admite ser igual a  $q$  salvo indicação em contrário ( $q_d$  pode ser maior do que  $q$  se o período fundamental da estrutura for inferior a  $T_c$ ) e  $d_e$  é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear elástica baseada no espectro de cálculo.

#### 2.2.2.3. Metodologias de análise sísmica

Os edifícios devem ser estruturalmente o mais simples possível, procurando garantir uniformidade e simetria, redundância estrutural, resistência e rigidez à torção, acção de diafragma ao nível dos pisos e funcionalidade adequada.

Para edifícios que obedecem aos critérios de regularidade definidos no presente regulamento a análise pode ser efectuada utilizando dois modelos planos, um para cada direcção principal. Caso contrário,



devem ser analisados utilizando um modelo espacial cuja aplicação da acção sísmica é feita segundo as direcções horizontais relevantes e os eixos horizontais que lhes são ortogonais.

Dependendo das características estruturais do edifício, podem utilizar-se métodos mais simples, tais como a análise modal simplificada com espectro de resposta e a análise multimodal com espectros de resposta, ou ainda outros métodos de análise estrutural mais exigentes tais como a análise por espectro de potência, a análise temporal, eventualmente, não linear e a análise no domínio da frequência recorrendo a espectros de potência.

o Análise modal simplificada com espectro de resposta

Aplicável a edifícios que possam ser analisados por dois modelos planos cuja resposta não seja significativamente afectada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados, a análise modal simplificada consiste nos aspectos básicos seguintes:

Para estes edifícios a força de corte na base,  $F_b$ , para cada direcção principal é dada por:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (2.13.)$$

onde,  $S_d(T_1)$  é a ordenada do espectro de cálculo no período  $T_1$ ,  $T_1$  é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento de translação na direcção considerada,  $m$  é a massa total do edifício e  $\lambda$  é o factor correctivo igual a 0,85 se  $T_1 \leq 2T_C$  e se o edifício tem mais de dois andares e igual a 1 nos outros casos.

As forças devem ser determinadas admitindo que toda a massa da estrutura é a massa correspondente ao modo de vibração fundamental segundo a expressão seguinte:

$$F_i = F_b \frac{s_i \times m_i}{\sum s_j \times m_j} \quad (2.14.)$$

sendo  $F_i$  a força horizontal que actua no piso  $i$ ,  $s_i$  e  $s_j$  os deslocamento das massas respectivas na configuração do modo fundamental e  $m_i$  e  $m_j$  as massas dos pisos igualmente na configuração do modo fundamental.

o Análise multimodal simplificada com espectro de resposta

Aplicável a edifícios que não garantem condições para a aplicação do método anterior, devendo ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

o Métodos alternativos

Existem ainda métodos alternativos como, por exemplo, a análise *pushover*, que se trata de uma análise estática não linear realizada para condições de cargas gravíticas constantes e de cargas horizontais crescentes, e a análise temporal cuja resposta da estrutura pode ser obtida através da

integração numérica directa das suas equações diferenciais de movimento, fazendo uso de acelerogramas representativos dos movimentos do solo.

### 2.2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

#### 2.2.3.1. Estado limite último

Para a acção sísmica, considera-se que a segurança em relação ao colapso está garantida quando se cumprem as seguintes condições relativas à resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e juntas sísmicas.

##### o Condição de resistência

Os elementos estruturais e não estruturais relevantes devem verificar que os valores das acções de cálculo,  $E_d$ , não são superiores aos valores de resistência,  $R_d$ .

##### o Condição de ductilidade

Os elementos resistentes devem possuir ductilidade adequada, devendo satisfazer-se os requisitos específicos relacionados com os diversos materiais de forma a assegurar a distribuição pretendida das rótulas plásticas e evitar os modos de rotura frágil.

Em edifícios com dois pisos ou mais a condição (2.15.) deve ser verificada em todos os nós de vigas primárias ou secundárias com pilares primários em termos dos efeitos da acção sísmica.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (2.15.)$$

onde  $\sum M_{Rc}$  é a soma dos valores de cálculo dos momentos de resistentes dos pilares que confluem no nó, devendo ser usado o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares dentro da gama de esforços axiais possíveis no pilar e  $\sum M_{Rb}$  é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas adjacentes ao nó, sendo que quando forem usadas ligações de resistência parcial, os respectivos momentos resistentes tem de ser tidos em conta no cálculo de  $\sum M_{Rb}$ .

##### o Condição de equilíbrio

A estrutura deve ser estável ao derrube e ao deslize.

##### o Resistência dos diafragmas horizontais

Os diafragmas e contraventamentos horizontais devem ser capazes de transmitir, com resistência suficiente, os efeitos da acção sísmica de cálculo aos vários sistemas resistentes laterais a que estão ligados. Valores do sistema da ordem de 30% acima dos efeitos de cálculo das acções são esperados para esses sistemas de contraventamento.

o Resistência das fundações

Esta resistência deve ser verificada de acordo com o Eurocódigo 7.

o Juntas sob condições sísmicas

Os edifícios devem ser protegidos de colisões, provocadas por sismos, com estruturas adjacentes, devendo a abertura das juntas ser igual ou superior ao deslocamento horizontal máximo calculado pela expressão (2.12.), podendo ser reduzida por um coeficiente de 0,7 se os níveis dos pisos dos edifícios adjacentes coincidirem.

#### 2.2.3.2. Estado limite de utilização

Considera-se que o requisito de limitação de danos é satisfeito se os deslocamentos relativos entre pisos forem limitados pelas expressões apresentadas em (2.16.) a (2.18.), para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis, fixos à estrutura, com elementos não estruturais dúcteis e com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais, respectivamente:

$$d_r \times v \leq 0,005h \quad (2.16.)$$

$$d_r \times v \leq 0,0075h \quad (2.17.)$$

$$d_r \times v \leq 0,010h \quad (2.18.)$$

Nestas expressões  $d_r$  é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais no topo e base do andar segundo (2.12.),  $h$  é a altura do piso e  $v$  o coeficiente de redução para atender ao menor período de retorno do sismo associado ao estado limite de utilização.

### 2.3. REGULAMENTO PORTUGUÊS – RSA

A regulamentação portuguesa relativa à acção sísmica encontra-se no RSA, que é o documento normativo nacional para a verificação da segurança de tais estruturas. É neste regulamento que se encontram definidos os critérios gerais de verificação de segurança das estruturas e a quantificação das acções a considerar no seu dimensionamento.

#### 2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

##### 2.3.1.1. Zonamento

O território português considera-se dividido em quatro zonas distintas, estabelecidas segundo estudos de sismicidade efectuados, denominadas por A, B, C e D, correspondendo a coeficientes de sismicidade,  $\alpha$ , respectivos, de valor igual a 1,0; 0,7; 0,5 e 0,3. A delimitação destas zonas encontra-se descrita no Anexo III do RSA e esquematizada na Fig. 2.3.

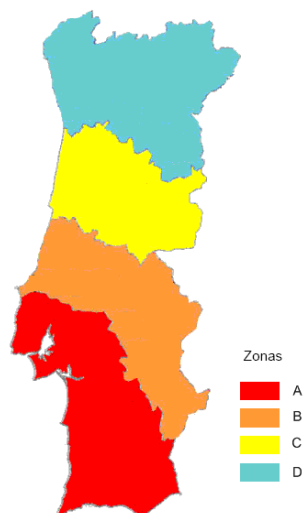


Fig. 2.3. – Zonamento sísmico segundo o RSA para o sismo de distância focal próxima e afastada.

#### 2.3.1.2. Quantificação da acção sísmica

As estruturas encontram-se sujeitas às vibrações do solo aquando a ocorrência de um sismo. Assim, a acção sísmica, depende da natureza do terreno, pelo que se consideram três tipos de terreno diferentes: o terreno do tipo I engloba rochas e solos coerentes rijos; o terreno do tipo II engloba os solos correntes muito duros, duros e de consistência média e os solos incoerentes compactos e o terreno do tipo III engloba solos coerentes moles e muito moles e solos incoerentes soltos.

É normalmente considerada apenas a actuação dos sismos no plano horizontal, excepto nos casos de estruturas especialmente sensíveis a acção sísmica na direcção vertical, como estruturas com modos de vibração fundamentais de frequências próprias inferiores a 10Hz.

#### 2.3.2. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO DOS SISMOS

Este regulamento prevê a quantificação da acção sísmica por métodos de análise dinâmica e por processos simplificados de análise estática.

Nos primeiros métodos consideram-se as massas correspondentes ao valor médio das cargas permanentes e variáveis que actuam na estrutura, a rigidez e amortecimento médios das propriedades dos materiais, a interacção solo-estrutura e eventuais efeitos hidrodinâmicos. Nesta análise admite-se que as estruturas tem comportamento linear elástico, sendo, desta forma, os resultados obtido por esta análise posteriormente corrigidos pela divisão por coeficientes de comportamento, função do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

Nos processos simplificados considera-se aplicação de forças estáticas à estrutura separadamente. Também neste caso se supõe o comportamento linear dos materiais. Para ser aplicável o modo simplificado é necessário que: *i)* os edifícios apresentem uma estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável, *ii)* não estejam sujeitos a desequilíbrios entre as distribuições de massa e rigidez quer em planta, quer em altura e *iii)* que justifiquem a consideração de diafragmas indeformáveis no seu plano.

### 2.3.2.1. Metodologias de análise sísmica

Na determinação dos efeitos da acção sísmica, o RSA contempla diversas metodologias de análise dinâmica de estruturas de edifícios de modelação tridimensional com comportamento regime não linear e comportamento linear e de modelação plana com comportamento linear e, ainda, um método simplificado de análise estática.

#### o Método simplificado de análise estática

Este método é aplicável a edifícios correntes supondo forças estáticas (obtidas pela expressão (2.19)) aplicadas à estrutura separadamente segundo as direcções em que esta se desenvolve, com base em coeficientes sísmicos definidos no Artigo 31º do presente regulamento e admitindo o comportamento linear da estrutura.

$$F_{ki} = \beta h_i G_i \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i} \quad (2.19.)$$

onde  $F_{ki}$  é o valor da força estática no piso  $i$ ,  $\beta$  é o coeficiente sísmico,  $h_i$  é a altura do piso  $i$  acima do terreno e  $G_i$  é a soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes à massa no piso  $i$ .

Quando associado ao processo simplificado de quantificação da acção sísmica, o coeficiente sísmico, segundo uma dada direcção, multiplicado pelo valor das acções gravíticas correspondentes às cargas aplicadas à estrutura, define o valor característico da resultante global das forças estáticas que, convenientemente distribuídas pela estrutura, permitem determinar os efeitos da acção dos sismos na direcção considerada.

O valor do coeficiente sísmico é definido pela expressão:

$$\beta = \beta_0 \frac{\alpha}{\eta} \quad (2.20.)$$

onde,  $\beta_0$  é o coeficiente sísmico de referência,  $\alpha$  é o coeficiente de sismicidade e  $\eta$  é o coeficiente de comportamento, definidos no segundo ponto do Artigo 31º do RSA (RSA, 1983).

O coeficiente de comportamento,  $\eta$ , confere uma redução da acção sísmica de cálculo para a consideração do comportamento linear das estruturas, mediante este método simplificado. Estes encontram-se definidos no Artigo 33.2º do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983), para edifícios correntes consoante o tipo de estrutura e a ductilidade desta. Assim, para estruturas em pórtico a regulamentação nacional define duas classes de ductilidade: *i*) normal, cujo valor do coeficiente de comportamento relativo a esforços é igual a 2,5 e *ii*) melhorada, cujo valor do coeficiente de comportamento relativo a esforços é igual a 3,5.

As forças estáticas devem ser consideradas actuando simultaneamente, segundo a direcção considerada, distribuídas de acordo com a repartição da sua massa e do modo como a estrutura se deforma sob a acção dos sismos, aplicando-se, em edifícios, ao nível de cada piso em actuação apenas horizontal (salvo situações particulares, como consolas de grande vão).

- o Método de recurso

Aplica-se a edifícios que embora não respeitando as considerações impostas pelo método anterior, apresentam uma certa ductilidade. Corresponde a uma análise estática, admitindo comportamento linear da estrutura, que aplica em cada direcção considerada um sistema de forças dado pela seguinte expressão:

$$F = 0.22 \times \alpha \times P_i \quad (2.21.)$$

- o Análise dinâmica de estruturas planas com comportamento linear

Consiste na consideração de modelos planos através da associação de elementos resistentes numa direcção compatibilizando os deslocamentos horizontais. A distribuição de forças e esforços é proporcional à rigidez dos pórticos associados. O comportamento linear da estrutura é tido em conta pela consideração de coeficientes de comportamento.

- o Análise dinâmica tridimensional de estruturas com comportamento linear

Este método é semelhante ao anterior, todavia, a estrutura é considerada tridimensional.

- o Método padrão

Baseia-se na modelação tridimensional da estrutura, procedendo a uma análise dinâmica e consideração do comportamento em regime não linear. De grande complexidade analítica, é a análise que conduz a melhores resultados, podendo apresentar menores forças sísmicas de dimensionamento, uma vez que tem explicitamente em conta a ductilidade e eventuais irregularidades da estrutura.

## **2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Na determinação dos efeitos da acção sísmica, ambos os regulamentos apresentam análises simplificadas, prevendo também a consideração de análises mais complexas para casos que o justifiquem.

Os zonamento entre os regulamentos distinguem-se por ser único no RSA e mediante o cenário da acção sísmica no EC8. Apresentando, no primeiro caso, uma divisão do território nacional em 4 zonas sísmicas, enquanto no EC8, para a acção sísmica próxima, o território nacional é dividido em 3 zonas e em 5 zonas para a acção sísmica afastada.

Os tipos de terreno considerados nos regulamentos em causa são distintos, apresentando o EC8 uma distinção em cinco categorias enquanto o RSA apenas prevê acções em três tipos de terreno. A discriminação do tipo de terreno feita pelo EC8 é mais completa e adequada aos tipos de terreno do território nacional.



# 3

## DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a uma breve descrição dos principais aspectos de cada um dos casos de estudo. Inicialmente situam-se as estruturas no tempo e no espaço. Descrevem-se as suas características principais de forma, estrutura, tipologia e tipo de utilização. Indica-se, sempre que possível, os responsáveis pelo projecto de estruturas de cada edifício.

### 3.2. EDIFÍCIO PARNASO

Da autoria do arquitecto José Carlos Loureiro, o edifício Parnaso, data de 1955 e situado na zona ocidental da cidade do Porto, no cruzamento das ruas Oliveira Monteiro e Nossa Senhora de Fátima. Desta obra fazem parte um bloco de desenvolvimento em altura e três habitações unifamiliares cujo rés-do-chão serve para efeitos de espaços comerciais. No entanto, para efeito do estudo efectuado, foi apenas considerado o bloco principal, sobre o qual incidirá a seguinte descrição (Fig. 3.1.).



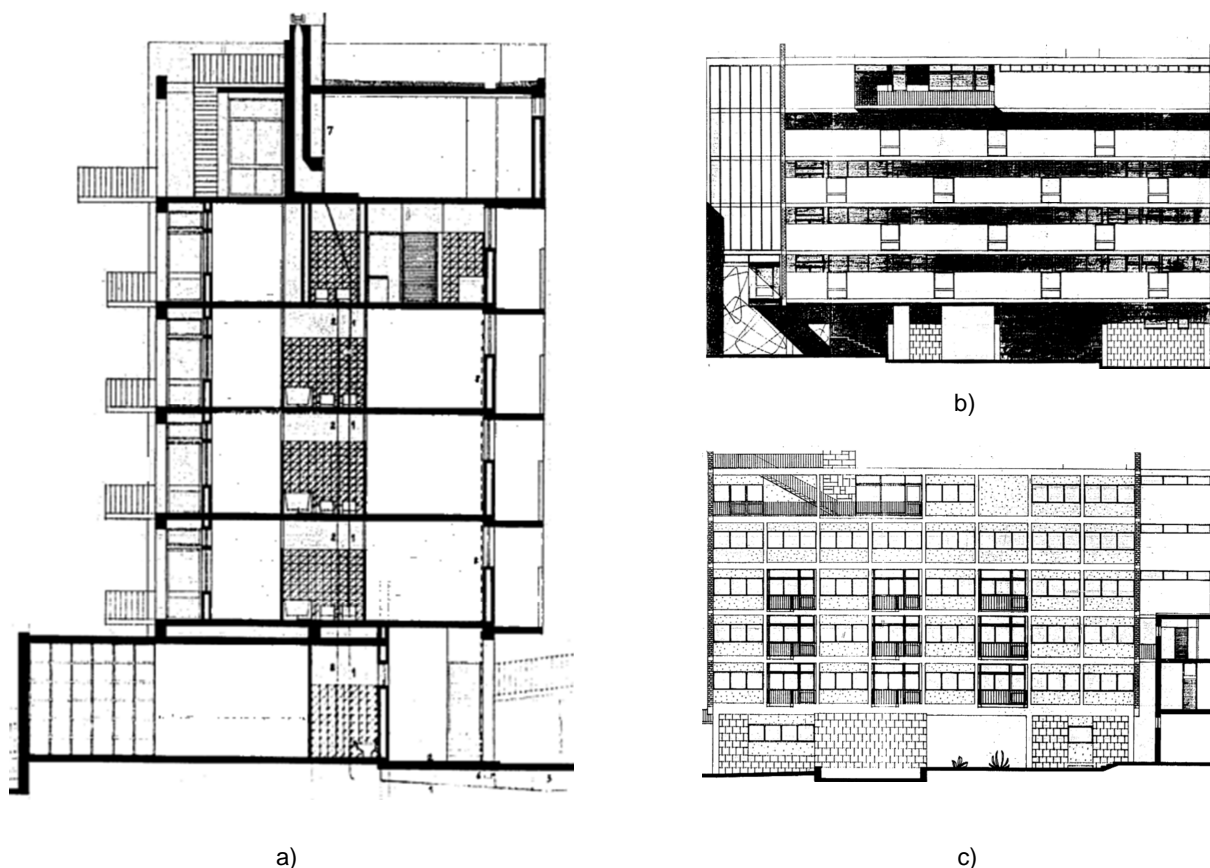


Fig. 3.1. – Edifício Parnaso: a) corte, b) fachada posterior e c) fachada principal do projecto de arquitectura.

Inserido no movimento modernista que tentava desenvolver uma nova sociedade e cultura, é um edifício simbólico, que para além da sua expressão física representa um outro modo de habitar (Fonseca, 2005). Apresenta os cinco pontos da nova arquitectura de Le Corbusier: a construção sobre *pilotis*, o terraço-jardim na cobertura, a planta e fachada livres da estrutura e as janelas em fita

O edifício Parnaso apresenta uma área de implantação de, aproximadamente, 26m por 8,4m (Fig.3.2.) e um desenvolvimento em altura até aos 18m, abrangendo seis pisos todos destinados à habitação.

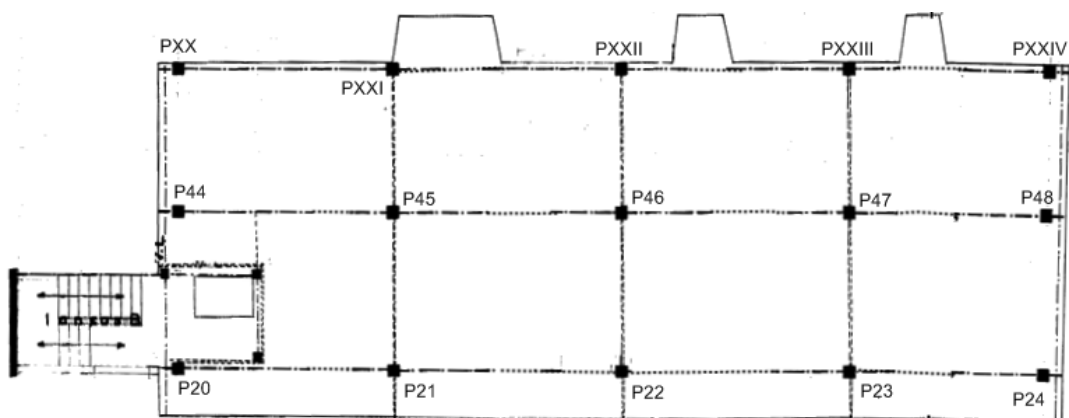


Fig. 3.2. – Planta do piso rés-do-chão do edifício Parnaso.

O edifício possui 13 habitações de tipologias distintas ao nível dos pisos. Assim, o rés-do-chão é constituído por um T1 destinado ao guarda do edifício e por um espaço cultural destinado a crianças; o primeiro, segundo e terceiro pisos são constituídos por um T3 e dois T1+1; os quarto e quinto pisos formam um duplex de uso familiar do requerente do projecto, apresentando, portanto, uma tipologia distinta, incluindo na definição da habitação divisões como quarto de hóspedes e sala de música. O último piso possui ainda uma ligação à cobertura do edifício onde existe uma zona de lazer ajardinada, ao estilo modernista.

Estruturalmente, o engenheiro Alcino José Salvador Paixão definiu o bloco de habitação colectivo por três pórticos de desenvolvimento longitudinal, que descrevem os seis pisos, de 4m e 2,8m de pé direito no rés-do-chão e restantes pisos, respectivamente. Os pórticos apresentam vãos de 6,5m que se dividem em metade com o surgir de pilares a meio no pórtico onde existem varandas. Estes pilares não apresentam continuidade até à fundação por se pretenderem espaços abertos ao nível do rés-do-chão mediante a sua função ocupacional (Fig. 3.3.).

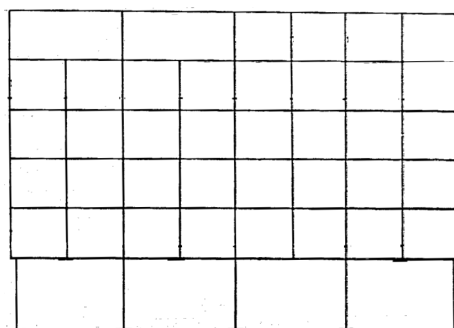


Fig. 3.3. – Esquema estrutural do piso tipo e pórtico limítrofe do edifício Parnaso.

O pavimento dos pisos é constituído por lajes aligeiradas de elementos vazados de tijolo com 0.17m de altura, acrescidos de 5cm de betão armado, excepto nas zonas que funcionam em consola, onde a laje é maciça com 0.14m de espessura e nas varandas, onde a laje é maciça com 0.12m de espessura.

As fundações foram dimensionadas como sapatas individuais para cada pilar.

O acesso vertical no edifício é feito por um elevador e uma escada separada do edifício principal, cuja caixa, é constituída por uma parede de betão armado ao longo de toda a altura do edifício ligada à sua estrutura por vigas ao nível dos pisos. O acesso interno no duplex é garantido por uma escada helicoidal. O acesso à cobertura é apenas conseguido por uma escada exterior, mas de uso particular, existente ao nível do quinto piso.

No Anexo 1 apresentam-se as plantas de arquitectura e estruturais e as representações dos elementos estruturais do edifício Parnaso.

### **3.3. EDIFÍCIO COSTA CABRAL**

Desenvolvendo-se ao longo da rua que lhe dá o nome, o bloco Costa Cabral localiza-se na cidade do Porto, nos números 744, 750 e 760, orientado no sentido Sudoeste – Nordeste.

Também este edifício assenta sobre o movimento moderno imanente à data da sua construção. É um hino à ética do progresso, da celeridade das inovações e experiências técnicas e formais (Fonseca,

2005). Caracteriza-se pela sua monumentalidade volumétrica conferida por uma área de implantação de 37,22m de frente por 16,35m de extensão associada a uma altura de 24,80m (Fig. 3.4.).

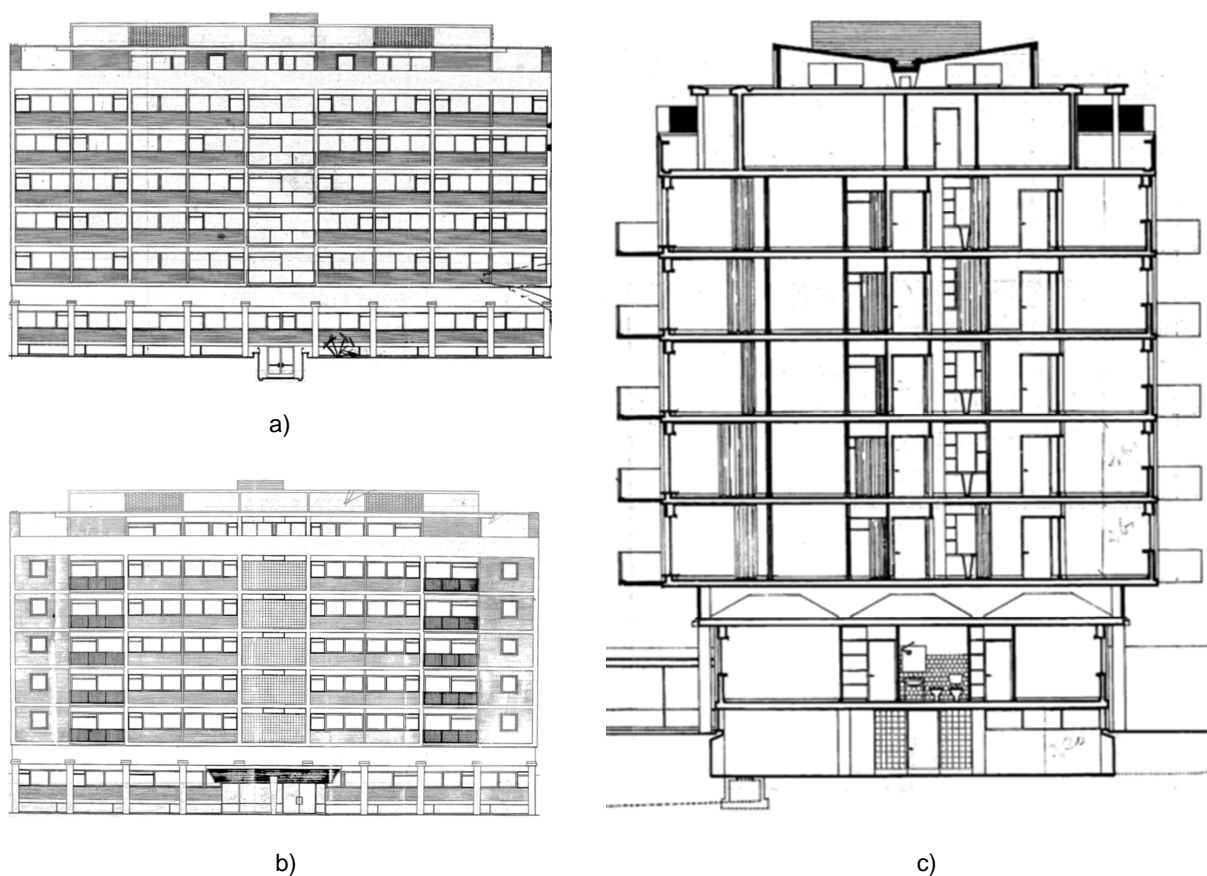


Fig. 3.4. – Edifício Costa Cabral: a) fachada posterior, b) fachada principal e c) corte do projecto de arquitectura.

Projectado pelo arquitecto Viana de Lima, o edifício é constituído por uma cave, rés-do-chão e mais seis andares, sendo o último recuado. Apresenta-se como um bloco de geometria irregular com a cave e o rés-do-chão de menor perímetro exterior, enquanto que os andares superiores se alongam em consola para os lados da fachada principal e posterior, onde igualmente existem varandas balançadas. O último piso é recuado, mas apresenta uma laje de tecto saliente que retoma um alinhamento mais próximo das fachadas dos pisos abaixo.

O piso inferior ao nível do terreno é reservado a lugares de garagem destinados aos moradores. Todos os outros pisos são dedicados a habitações unifamiliares, contando com quatro habitações do tipo T3 no rés-do-chão; dois T1, dois T3+1 e um T2+1 por piso, do primeiro ao quinto pisos e dois apartamentos do tipo T4+1 ao nível do sexto piso.

Dimensionado pelos engenheiros civis Vercingetorix Abelha e Napoleão Amorim, o bloco é estruturalmente definido por pórticos de vigas e pilares, sendo as lajes aligeiradas com elementos de tijolo vazado ao nível dos pisos e maciças nas zonas em consola, escadas e laje térrea. As lajes aligeiradas são unidireccionais (Fig. 3.5.) excepto no tecto da cave em que descarregam em duas direcções.

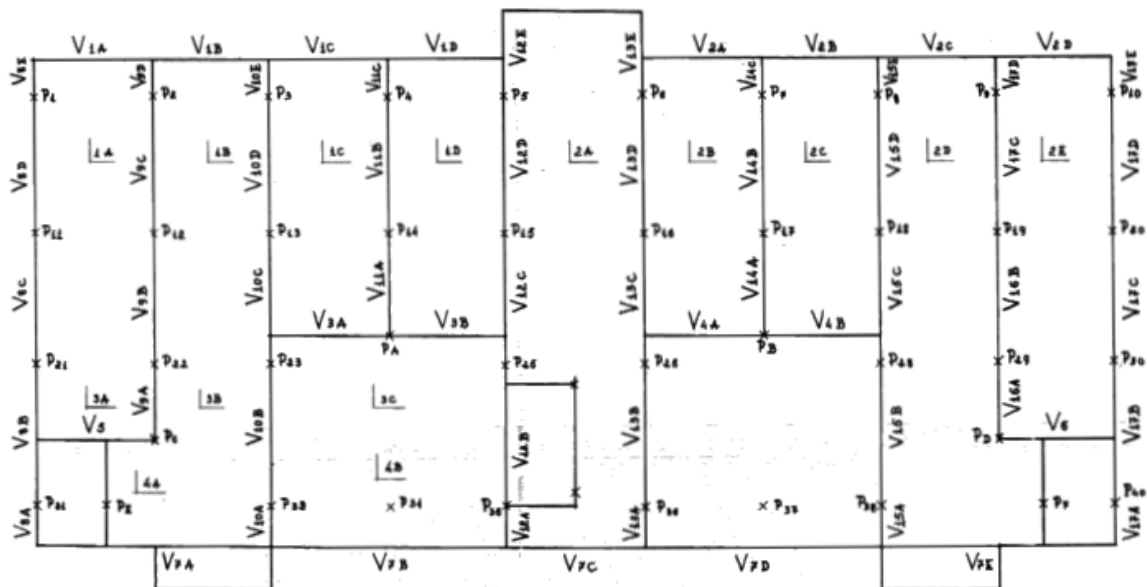


Fig. 3.5. – Esquema estrutural do piso tipo do edifício Costa Cabral.

A intenção de servir a arquitectura leva a uma estrutura constituída por diversos tamanhos dos elementos estruturais na tentativa de os enquadrar nas lajes ou paredes consoante o caso. Desta forma, as paredes interiores podem ser duplas ou simples mediante a necessidade de esconder vigas ou pilares e são constituídas por tijolo vazado de 0.05m de espessura e as exteriores são constituídas por panos duplos com caixa de ar, com tijolo maciço vidrado na face exterior.

No entanto, ao nível das fachadas principal e posterior do rés-do-chão, no seguimento da corrente modernista, vêem-se surgir *pilotis* que sustentam a estrutura e que se encontram salientes em relação às paredes exteriores (Fig. 3.6.).



Fig. 3.6. – Aspecto dos *pilotis* do edifício Costa Cabral (Fonseca, 2005).

Existe ainda um piso técnico que faz a ligação entre o rés-do-chão e o primeiro piso onde se encontram pórticos nas duas direcções, com vigas de altura significativa, na ordem de 1m, que recebem cargas das lajes em consola dos pisos superiores e dos pilares que não continuam para as fundações.

O acesso vertical é garantido por dois elevadores e uma escada contíguos na zona central do edifício.

No Anexo 2 apresentam-se as plantas de arquitectura e estruturais e as representações dos elementos estruturais do edifício Parnaso.

### 3.4. EDIFÍCIO QUINTA DO GAMA (AVANCA)

Da autoria da dupla de arquitectos Ricardo Matos e Luís Solénio Laranjeira, o edifício Quinta do Gama localiza-se na freguesia de Avanca, no concelho de Estarreja, distrito de Aveiro, na Rua Professor Doutor Egas Moniz, englobando os lotes número 5 e 6, nos quais o presente estudo apenas irá incidir sobre este último (Fig. 3.7.).

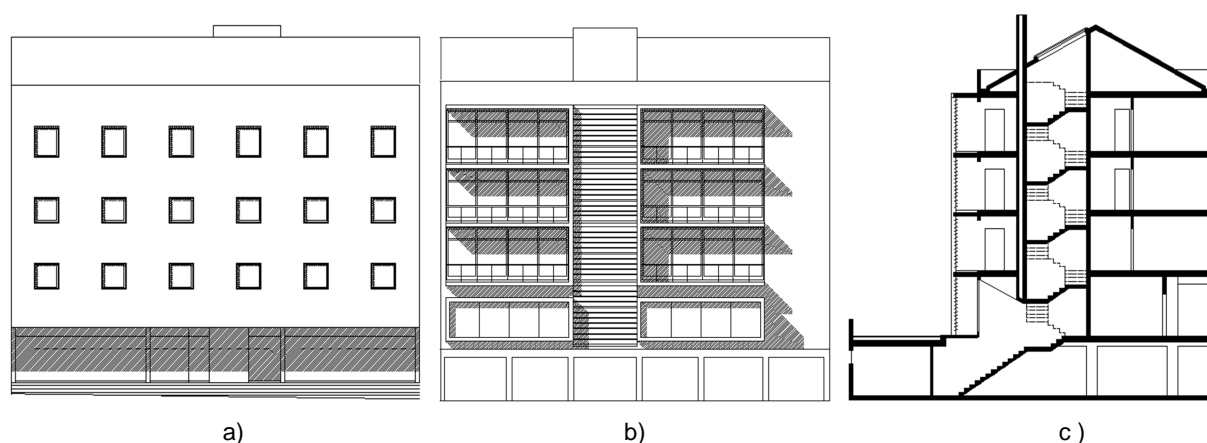


Fig. 3.7. – Edifício de Avanca: a) alçado principal, b) alçado posterior e c) corte do projecto de arquitectura.

Trata-se de um edifício de planta regular, constituído por cave, rés-do-chão, primeiro, segundo e terceiro andares e um sótão acessível. Com uma área de implantação de 19,80m por 12,70m, o edifício tem 15,00m de altura acima do solo, estando todos os seus andares, sujeitos a um pé direito de 3m.

Possui seis habitações distribuídas por dois apartamentos da tipologia T3 por piso, do primeiro ao terceiro andar, sendo o piso do rés-do-chão reservado a estabelecimentos comerciais e a cave a lugares de estacionamento particulares.

Estruturalmente, este bloco é composto por um conjunto de elementos estruturais verticais interligados por pavimentos horizontais de elevada rigidez no seu plano. Assim, a estrutura do edifício é idealizada por pórticos planos de betão armado, orientados segundo as duas direcções em que este se desenvolve conferindo apoio às lajes que constituem os pavimentos (Fig. 3.8.).

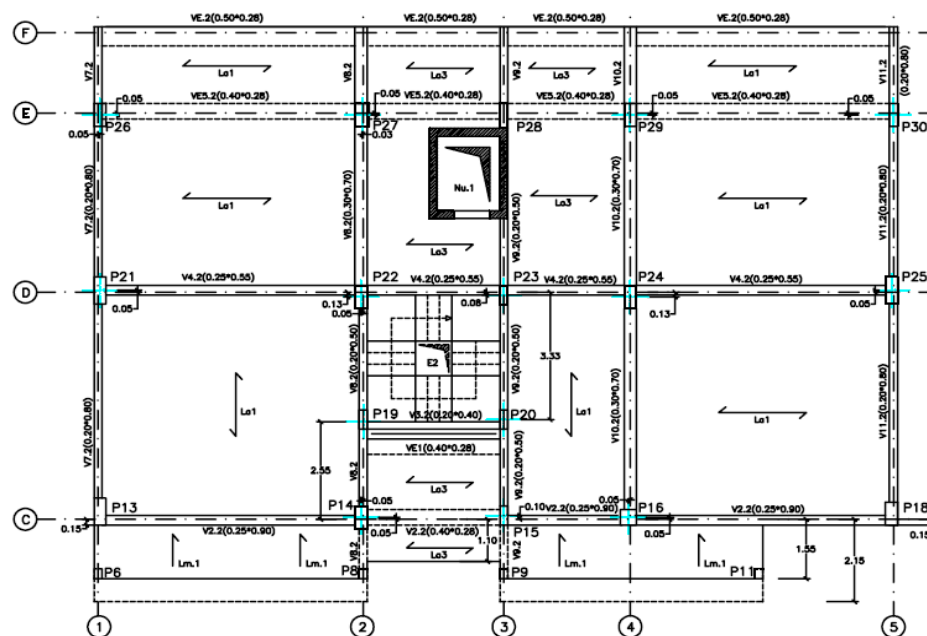


Fig. 3.8. – Planta estrutural do piso tipo do edifício de Avanca.

As lajes dos pisos são aligeiradas pré-esforçadas. As escadas e as zonas em consola das varandas são constituídas por lajes maciças de betão armado.

Na cave existe um muro de contenção de terras que confina parte da construção. Este muro é de betão armado, encontrando-se devidamente integrada nos pórticos dessa zona, tornando-se parte da estrutura do edifício.

As fundações são superficiais realizando-se em sapatas isoladas e conjuntas, que asseguram a transmissão de forças dos pilares ao terreno, e em sapatas contínuas na fundação relativa ao muro de suporte.

A ligação vertical entre pisos é garantida por um elevador e uma escada, relativamente centrados em planta, que percorrem o edifício desde o piso enterrado até ao quarto andar.

No Anexo 3 apresentam-se as plantas de arquitectura e estruturais e as representações dos elementos estruturais do edifício Parnaso.

### 3.5. EDIFÍCIO DE GUIMARÃES

Situado na cidade de Guimarães, nos lotes número 5, 6, 7, 8, 9 e 10, este é um edifício projectado para habitação e comércio. O edifício é constituído por seis blocos devidamente separados por juntas de dilatação, dos quais apenas fará parte deste estudo o bloco relativo ao lote número oito (Fig. 3.9.).

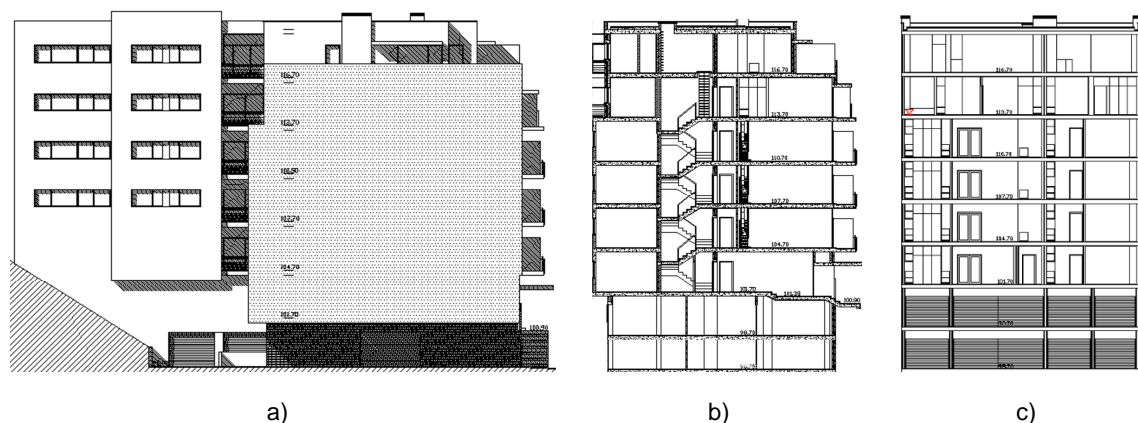


Fig. 3.9. – Edifício de Guimarães: a) alçado posterior, b) corte longitudinal e c) corte transversal do projecto de arquitectura.

Constituído por uma sub-cave, cave, rés-do-chão e cinco andares uma área de implantação de aproximadamente 16.25m por 14.60m, o edifício desenvolve-se segundo um pé direito de 3m em cada um dos pisos atingindo os 24m de altura.

Trata-se de um edifício de planta regular possuindo 10 fogos. Os pisos inferiores encontram-se destinados a lugares de estacionamento para os condóminos; o rés-do-chão possui dois apartamentos de tipologia T2 (no entanto, noutros blocos deste edifício existem espaços com carácter comercial ao nível deste piso, conforme o indicado anteriormente); o primeiro, segundo e terceiro pisos são compostos por um apartamento do tipo T2 e outro do tipo T3, os dois últimos pisos remetem para dois apartamentos do tipo duplex, sendo um T4 e um T5.

A estrutura deste edifício é composta por vigas, pilares e paredes em betão armado e idealizada através de pórticos orientados segundo as duas direcções em que o edifício se desenvolve. As lajes de piso são aligeiradas pré-esforçadas, enquanto as escadas e as varandas são constituídas por lajes maciças de betão armado (Fig. 3.10.).

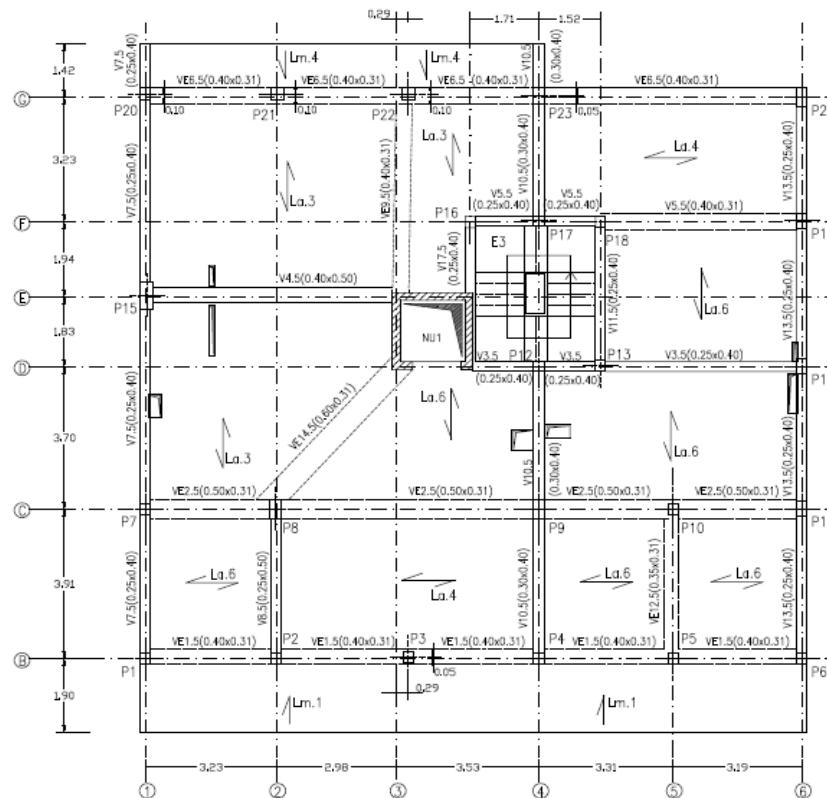


Fig. 3.10. – Planta estrutural do piso tipo do edifício de Guimarães.

Nos andares enterrados existem muros de suporte para sustentar as terras que confinam a construção. Estes muros são constituídos por lajes maciças verticais de betão armado, que se encontram devidamente integradas nos pórticos da estrutura.

As fundações, superficiais, realizam-se em sapatas isoladas e conjuntas que suportam os pilares e sapatas corridas para o muro suporte de terras.

O acesso vertical no edifício é garantido por uma escada e um elevador, idealizado, como é comum actualmente, como principal elemento resistente às acções horizontais. Nos últimos andares, como a tipologia existente é duplex, a ligação entre o quarto e quinto pisos é garantida apenas por escadas interiores a cada uma das habitações.

No Anexo 4 apresentam-se as plantas de arquitectura e estruturais e as representações dos elementos estruturais do edifício Parnaso.

### 3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi realizada uma breve apresentação dos casos de estudo apontando as suas características principais.

Estruturalmente, os edifícios da década de 50 distinguem-se dos mais recentes pelo seu funcionamento idealizado essencialmente numa direcção e pelo tipo de laje utilizado, habitual para tal cronologia, de elementos vazados variando a lâmina de compressão, em comparação com as lajes aligeiradas utilizadas nos edifícios mais recentes. É ainda de notar a ausência de núcleos resistentes de betão, nos edifícios mais antigos que não evidenciam caixas de elevadores ou de escadas como elementos



estruturais, apresentando apenas uma parede resistente na definição da caixa de escadas do edifício Parnaso.

Todos os edifícios em estudo possuem tipologias e tipos de utilização semelhantes.

Os edifícios Parnaso, Costa Cabral e o edifício de Guimarães situam-se em zonas de baixa sismicidade, nomeadamente, na zona 3 e 5, respectivamente, para os cenários de acção sísmica próxima e afastada do EC8 (EC8, 2003) e na zona D do RSA (RSA, 1983). O edifício de Avanca situa-se no limite entre a zona D e C, pelo que, por simplicidade, neste estudo se admitiu que todos os edifícios se encontram na zona de menor sismicidade, possibilitando o projecto essencialmente apoiado no Eurocódigo 2 (EC2, 2004).

# 4

## ANÁLISE POR ESPECTROS DE RESPOSTA E DIMENSIONAMENTO DOS CASOS DE ESTUDO

### 4.1. INTRODUÇÃO

A vulnerabilidade das estruturas a acções sísmicas tem vindo a ser reduzida pela introdução regulamentar de considerações de controlo de dano nas estruturas. Em Portugal, apenas na década de oitenta, com a aprovação do RSA (RSA, 1983), se passou a contemplar a acção sísmica no dimensionamento de projecto. Desta forma, neste capítulo é estudada a acção sísmica a considerar nos casos de estudo, mediante o instituído no RSA, em comparação com o preconizado no novo regulamento europeu (EC8, 2003), cuja aplicação se encontra em estudo, segundo análises por espectros de resposta.

Apresentam-se os modelos de cálculo especificando simplificações e considerações na modelação.

Definem-se as acções a contabilizar nos diferentes edifícios e subsequentes combinações de acções contempladas na simulação numérica.

No final são sistematizados os resultados das análises, com a avaliação das forças sísmicas, dos deslocamentos nos pisos e respectivos *drifts*, dos esforços de corte nos pilares e das exigências das armaduras para a combinação de acção sísmica, visando a comparação dos efeitos definidos segundo ambos os regulamentos e o dimensionamento das armaduras para as combinações de projecto com, intuito de comparar com a armadura existente, no caso dos edifícios mais antigos.

### 4.2. ASPECTOS DE MODELAÇÃO

Baseada nas plantas estruturais e de arquitectura, nos cortes e alçados de cada edifício, foi realizada uma modelação tridimensional com recurso a elementos de barra na simulação de vigas e pilares e elementos de casca na simulação de lajes de piso e paredes rígidas.

A modelação dos edifícios em estudo foi efectuada com recurso ao software *SAP2000 versão 10* (Computers and Structures, INC).

Consideraram-se os materiais especificados nas memórias de cálculo, nomeadamente, o betão C16/20 e o aço A235 (liso), no caso dos edifícios Parnaso e Costa Cabral, e o betão C20/25 e o aço A400 (nervurado), no caso dos edifícios de Avanca e de Guimarães, em termos de valores característicos. Desta forma, os materiais utilizados apresentam as seguintes características especificadas no Eurocódigo 2 (EC2, 2004) (Tabela 4.1.):

Tabela 4.1. – Características dos materiais consideradas para cada edifício.

Edifício	Betão					Aço			
	Peso específico [kN/m <sup>3</sup> ]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fctm [Mpa]	E <sub>cm</sub> [Gpa]	Peso específico [kN/m <sup>3</sup> ]	fsyk [Mpa]	fsyd [MPa]	Es [Gpa]
Parnaso	24.0	16.0	10.7	1.9	29.0	77.0	235.0	204.3	200.0
Costa Cabral									
Avanca									
Guimarães		20.0	13.3	2.2	30.0		400.0	347.8	200.0

Não foram modeladas as escadas existentes em todos os edifícios, tendo sido traduzidas pelas acções a que estão sujeitas, no local onde estas descarregam.

As particularidades atendidas na modelação dos casos em estudo consistiram, no caso do edifício Parnaso, em atender às solicitações extraordinárias na cobertura devidas à existência de uma zona ajardinada aliada a um terraço, que perfazem a área da cobertura do edifício (Fig. 4.1.).

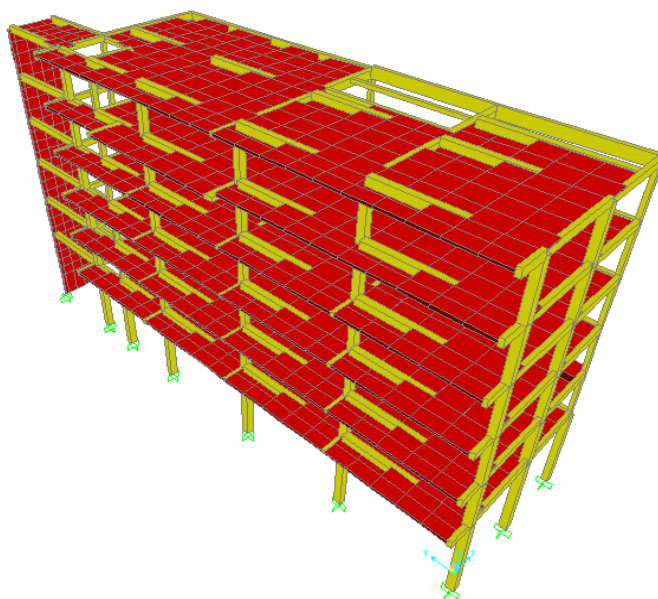


Fig. 4.1. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício Parnaso.

No caso do edifício Costa Cabral foram considerados apoios elásticos ao nível do rés-do-chão nos pilares limítrofes, uma vez que estes não se encontram ligados à laje desse piso, pretendendo simular a rigidez transmitida à estrutura pelo terreno a essa altura. Teve-se em consideração o módulo de deformabilidade de um solo comum da zona metropolitana do Porto (Gomes *et al.*, 2002) (Fig. 4.2.).

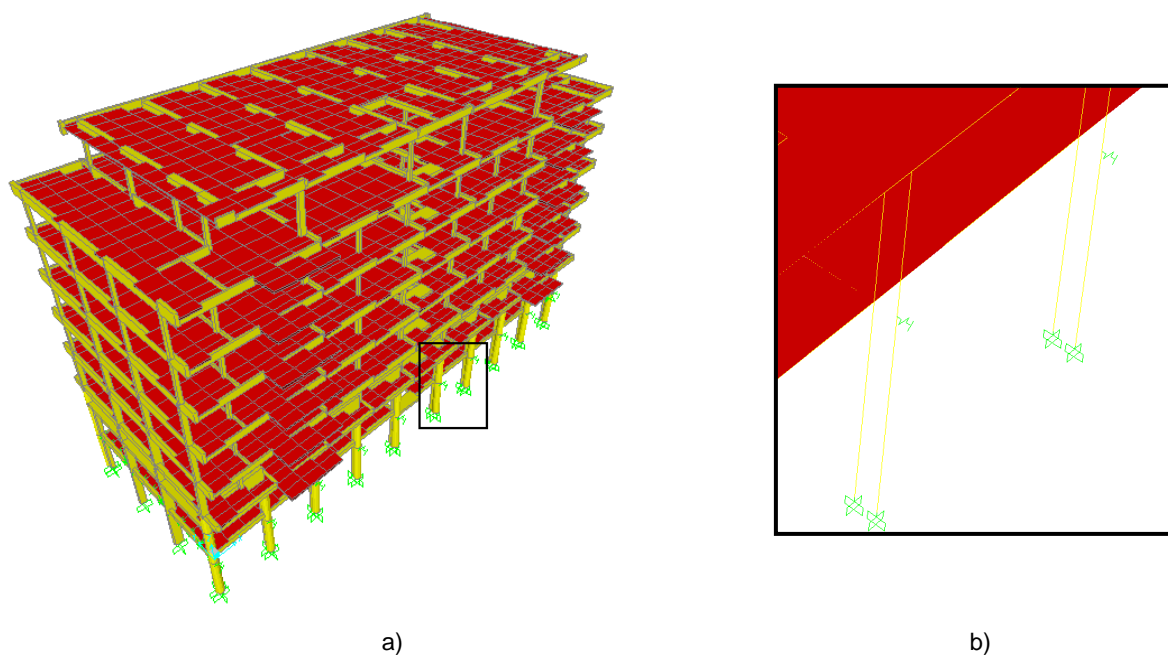


Fig. 4.2. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício Costa Cabral (a) e pormenorização das molas (b).

No edifício de Avanca modelou-se a cobertura conforme o disposto no projecto, o que, tratando-se de uma cobertura ordinária, traduziu uma representação da inclinação da última laje deste edifício (Fig. 4.3.).

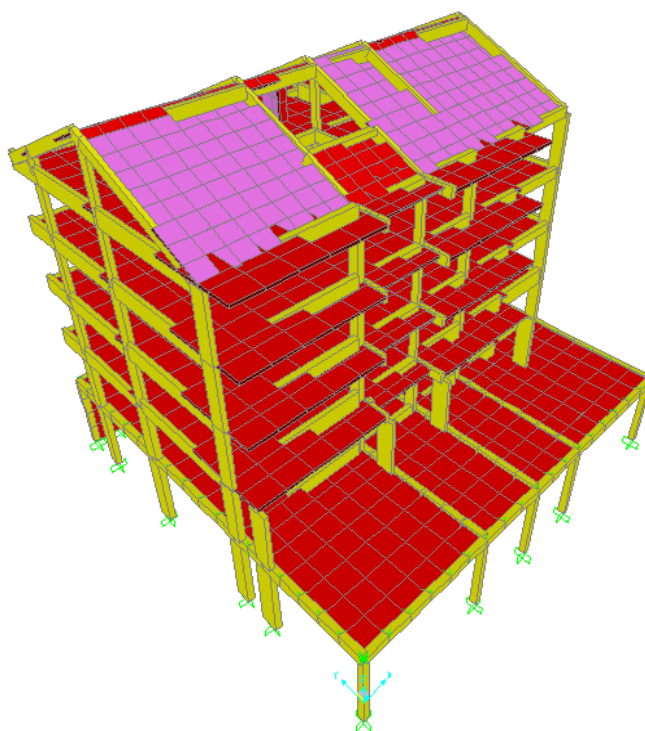


Fig. 4.3. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício de Avanca.

É ainda de referir que tanto nos edifícios antigos, onde os pavimentos dos pisos são constituídos por lajes aligeiradas de elementos vazados de tijolo, como nos edifícios de Avanca e Guimarães (Fig. 4.4.), de lajes aligeiradas pré-esforçadas, as lajes foram representados por painéis de rigidez de membrana e de flexão equivalentes aos das lajes descritas.

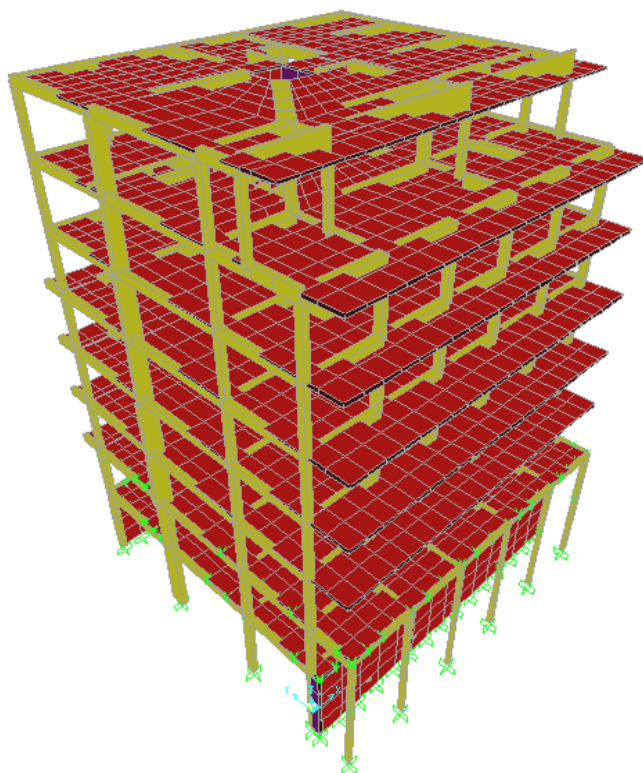


Fig. 4.4. – Aspecto geral do modelo tridimensional do edifício de Guimarães.

### 4.3. ACÇÕES CONSIDERADAS

As acções permanentes aplicadas contabilizam o peso próprio dos elementos estruturais, nomeadamente, o peso próprio das lajes aligeiradas com elementos vazados de tijolo, no caso dos edifícios em estudo mais antigos, e das lajes aligeiradas de vigotas, no caso dos edifícios em estudo mais recentes, das vigas, pilares e paredes resistentes, dos revestimentos e das paredes divisórias. Na Tabela 4.2. encontram-se esquematizadas os valores relativos às cargas permanentes.

Tabela 4.2. – Acções permanentes para o piso tipo consideradas para cada edifício [kN/m<sup>2</sup>].

Peso próprio [piso tipo]	Parnaso	Costa Cabral	Avanca	Guimarães
Lajes aligeiradas	3.35	3.18	3.85	3.65
Lajes maciças	2.85	2.88	3.75	4.50
Outros elementos estruturais	1.20	1.20	*	*
Revestimentos	0.60	0.60	2.50	2.50
Paredes divisórias	-	1.00	1.50	1.50

Os valores assinalados com ‘\*’ pressupõem a determinação feita pelo programa de cálculo dos elementos estruturais de betão armado.

As sobrecargas a considerar neste estudo são semelhantes para todos os edifícios, variando apenas consoante a sua utilização. Desta forma, apresentam-se, resumidamente, as sobrecargas e respectivos coeficientes de redução,  $\psi_2$  (Tabela 4.3.).

Tabela 4.3. – Sobrecargas e respectivos valores reduzidos para todos os edifícios.

Sobrecargas	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	EC8	RSA
		$\psi_2$	$\psi_2$
Habitação	2.0	0.3	0.2
Varandas	2.0	0.3	0.2
Acessos	3.0	0.3	0.2
Comércio	4.0	0.6	0.4
Estacionamento	4.0	0.6	0.6
Cobertura	0.3	0.0	0.0
Terraço inacessível	1.0	0.0	0.0

Para os coeficientes de redução  $\psi_0$  foram considerados os valores de 0.7 segundo o EC8 e 0.4 segundo o RSA.

A acção do vento foi determinada segundo o estipulado pelo Eurocódigo 1 (EC1, 2002) e segundo o RSA para uma coerente comparação entre normas (Anexo 5).

Os coeficientes de redução a considerar para a acção do vento são iguais segundo ambos os regulamentos, apresentando os seguintes valores: 0,6 para  $\psi_0$ , 0,2 para  $\psi_1$  e 0,0 para  $\psi_2$ .

Na definição da acção sísmica pelo EC8, e de acordo com a versão provisória do Anexo Nacional (Carvalho, 2007), considerou-se que todos os edifícios em estudo pertencem à zona 3 para o cenário de sismo afastado e à zona 5 para o cenário de sismo próximo. O terreno estipulado para os casos em estudo foi um solo rijo, denominado por este regulamento como terreno do tipo B.

A quantificação da acção sísmica segundo a norma europeia prevê a introdução de um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , associado à dimensão, valor e importância dos edifícios, definido na tabela 4.3 do EC8. Os edifícios em estudo inserem-se na categoria de edifícios correntes, pelo que este coeficiente toma o valor unitário.

Apresentam-se os espectros de resposta elásticos de acordo com o descrito no ponto 2.2.3 do Capítulo 2 do EC8, para um terreno do tipo B, nos cenários de acção sísmica próxima e afastada, utilizados na determinação desta acção (Fig. 4.5.).

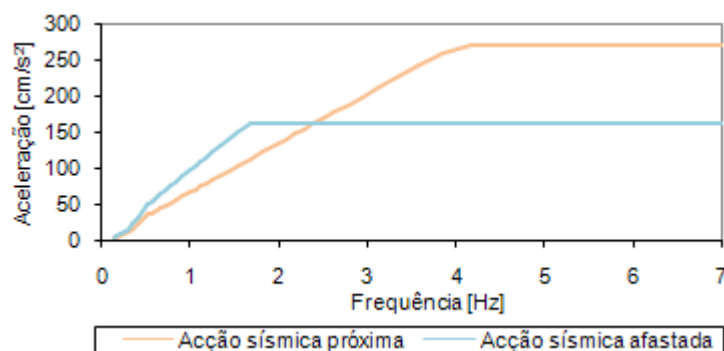


Fig. 4.5. – Espectros de resposta elásticos segundo o EC8 para os cenários de acção sísmica.

Para ter em conta o tipo de estrutura e as suas características de ductilidade é considerado um factor de redução a considerar no espectro apresentado, nomeadamente, o coeficiente de comportamento relativo a esforços, para estruturas em pórtico, definido segundo o ponto 5.2.2.2 do EC8. Foi admitido o valor limite de 1.5 para o coeficiente de comportamento, uma vez que a ductilidade normal definida pelo regulamento português é equiparável à ductilidade baixa definida pelo EC8.

Na definição da acção sísmica segundo o RSA considerou-se que todos os edifícios em estudo pertencem à zona D. O terreno estipulado para os casos em estudo foi também um terreno do tipo médio, denominado como terreno do tipo II.

Na Fig. 4.6. apresentam-se os espectros de resposta elásticos definidos para um terreno do tipo II na Zona D, sem a afectação do coeficiente de segurança indicado pelo RSA para os efeitos da acção sísmica.

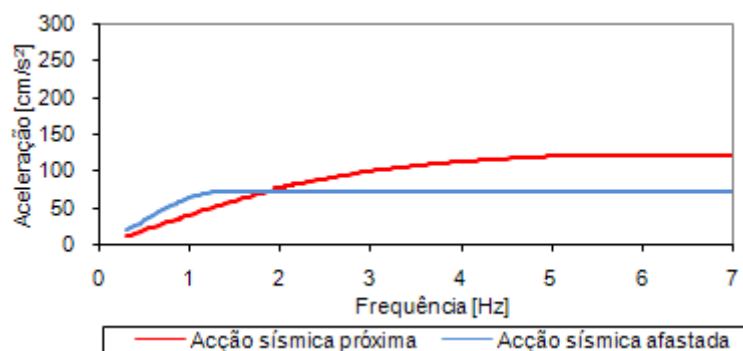


Fig. 4.6. – Espectros de resposta elásticos segundo o RSA para os cenários da acção sísmica.

Neste caso, o coeficiente de comportamento relativo a esforços para estruturas porticadas de ductilidade normal é definido segundo o Artigo 33º do REBAP (REBAP, 1983), apresentando um valor de 2.5.

#### 4.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Os objectivos deste estudo impõem a consideração da acção sísmica para a obtenção dos resultados das forças sísmicas, esforços de corte, deslocamentos e deslocamentos relativos entre pisos, pois apenas desta forma se torna possível a análise em termos comparativos dos resultado obtidos através dos diferentes regulamentos.

Assim, segundo as normas europeias (EC0, 2001), as combinações de acções para situações de acção sísmica são determinadas pela expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.1.)$$

sendo  $G_{k,j}$  os valores característicos das acções permanente,  $P$  os valores característicos das acções do pré-esforço,  $A_d$  o valor de cálculo da acção sísmica,  $\psi_{2,i}$  os coeficientes de redução para valores quase-permanentes das diversas acções variáveis e  $Q_{k,i}$  os valores característicos de cada uma dessas acções variáveis.

Segundo o regulamento português em vigor as combinações de acção base sismo são determinadas pela expressão:

$$\sum_{i=1} S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2} \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4.2.)$$

onde  $S_{Gik}$  é o esforço resultante de uma acção permanente tomada no seu valor característico,  $\gamma_q$  é o coeficiente de segurança relativo às acções variáveis, de valor igual a 1.5,  $S_{Qjk}$  é o esforço resultante das acções variáveis no seu valor característico, sendo  $S_{Ek}$  relativo à acção sísmica e  $\psi_{2j}$  são os coeficientes de redução para as acções variáveis quantificadas pelos seus valores quase-permanentes.

No dimensionamento de armaduras pretendido para os casos em estudo, a comparação ambicionada é num sentido mais prático de projecto. Pretende-se, portanto, comparar a quantidade de armadura necessária para garantir as exigências de segurança, segundo o EC8 e o RSA, e ainda a comparação entre a quantidade de armadura obtida com a existente, no caso dos edifícios projectados antes de 1983, como forma de avaliar a exigência das práticas de projecto antes da aprovação do actual regulamento de dimensionamento português, em edifícios para os quais se desprezavam as acções horizontais no seu dimensionamento. Desta forma, consideram-se ainda as combinações apresentadas em (4.3.) e (4.4.), exigidas pelas normas europeias e portuguesas, respectivamente, nas quais se combinam alternâncias de sobrecargas e sentido da acção do vento.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3.)$$

$$\sum_{i=1} \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (4.4.)$$

sendo  $\gamma_{G,j}$  o coeficiente parcial de segurança relativo às acções permanentes, de valor igual a 1.35;  $\gamma_P$  o coeficiente parcial de segurança relativo a acções relacionadas com o pré-esforço;  $\gamma_{Q,i}$  o coeficiente



parcial de segurança relativo às acções variáveis, de valor igual a 1.5;  $Q_{k,l}$  os valores característicos de da acção variável base;  $\psi_{0,i}$  o coeficiente de redução para as acções características;

e  $\gamma_{gi}$  o coeficiente de segurança relativo às acções permanentes, de valor igual a 1.5;  $S_{Q1k}$  o esforço resultante da acção variável considerada como acção de base de combinação no seu valor característico;  $S_{Qjk}$  o esforço de uma acção variável distinta da acção base no seu valor característico e  $\psi_{0j}$  o coeficiente de redução para as acções raras.

Ao nível da resposta sísmica, a combinação das respostas modais é feita segundo a combinação quadrática completa e a combinação das direcções refere-se à indicação de ambos os regulamentos no sentido de considerar a acção sísmica segundo a direcção  $x$  e  $y$  individualmente e de forma combinada, com 30% da acção nas direcções  $y$  e  $x$ , respectivamente. Assim, se definem as direcções  $x$ ,  $y$ ,  $xy$  e  $yx$  consideradas no decorrer do presente trabalho.

#### 4.5. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

A actividade sísmica solicita as estruturas deslocando-as em torno da sua posição de equilíbrio, numa resposta dinâmica caracterizada pelas frequências de vibração, função da definição elástica das suas secções e da massa estrutural.

A análise modal segundo o EC8 converte as cargas verticais actuates no edifício em massa disposta ao nível do piso segundo a expressão 4.5. enquanto o RSA procede a tal transformação segundo a expressão 4.6:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (4.5.)$$

$$\sum_{i=1} S_{Gik} + \sum_{j=2} \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4.6.)$$

onde  $\psi_E$  é igual a  $\psi_{2,i}$  multiplicado por um factor,  $\phi$ , dependente do tipo de acção variável e de ocupação dos pisos, conforme o especificado na tabela 4.2 do EC8.

A Tabela 4.4. apresenta as primeiras frequências e respectivas participações modais dos casos em estudo, segundo ambos os regulamentos, sendo posteriormente representados os modos de vibração característicos dos edifícios. No Anexo 6 apresentam-se estes parâmetros para todos os modos considerados, para cada caso de estudo.

Tabela 4.4. - Principais frequências dos edifícios em estudo e respectiva participação modal.

Edifícios	1ª Frequência [Hz]		Participação modal [%]		2ª Frequência [Hz]		Participação modal [%]		3ª Frequência [Hz]		Participação modal [%]	
	EC8	RSA	EC8	RSA	EC8	RSA	EC8	RSA	EC8	RSA	EC8	RSA
Parnaso	0.79 (xx)	0.81 (xx)	78	79	0.90 (yy)	0.91 (yy)	91	92	1.31 (xy)	1.32 (xy)	12	11
Costa Cabral	0.67 (xx)	0.67 (xx)	68	68	1.27 (yy)	1.25 (yy)	78	79	1.29 (xy)	1.28 (xy)	0	0
Avanca	1.57 (xx)	1.56 (xx)	55	56	2.15 (xy)	2.14 (xy)	9	8	2.38 (yy)	2.37 (yy)	56	57
Guimarães	1.11 (xy)	1.11 (xy)	56	56	1.31 (yy)	1.31 (yy)	57	57	1.40 (xy)	1.39 (xy)	21	21

Verifica-se uma semelhança entre os valores das frequências determinadas segundo ambos os regulamentos. Comparativamente as frequências obtidas segundo o RSA e as determinadas segundo o EC8 são ligeiramente menores para o edifício Parnaso e iguais ou ligeiramente superiores para todos os outros edifícios.

Sendo a rigidez igual em ambos os casos, as diferenças encontradas dependem da conversão das cargas verticais em massa segundo as expressões (4.5.) e (4.6.). Desta forma, justifica-se que os valores das frequências determinadas segundo o EC8 sejam, normalmente, superiores aos obtidos pelo RSA, uma vez que o regulamento europeu associa aos valores de  $\psi_{2i}$  (EC0, 2001) a consideração do coeficiente  $\phi$  de 0.5 na contabilização da massa, no caso de áreas destinadas à habitação em pisos independentes, o que induz à obtenção de valores ligeiramente maiores do que as determinadas pelo RSA. A excepção encontrada no edifício Parnaso explica-se pela utilização da cobertura como área de lazer, com sobrecargas associadas à sua utilização, onde o coeficiente  $\phi$  é igual à unidade fazendo com que o valor de  $\psi_E$  do EC8 seja muito maior do que o de  $\psi_2$  do regulamento português.

A representação dos três primeiros modos de vibração de cada edifício correspondentes aos valores das frequências referidas na Tabela 4.4. é exposta nas Fig. 4.7. a Fig. 4.10. Nestas representações são indicadas as direcções de desenvolvimento de cada edifício –  $x$  e  $y$  – admitidas para cada modelo durante o trabalho desenvolvido.

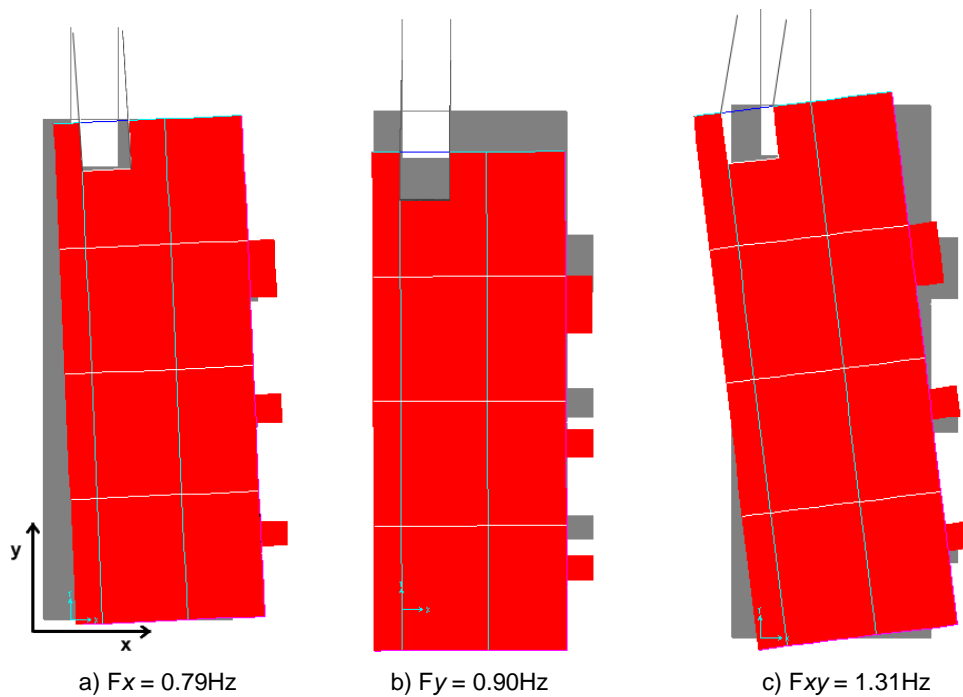


Fig. 4.7. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício Parnaso.

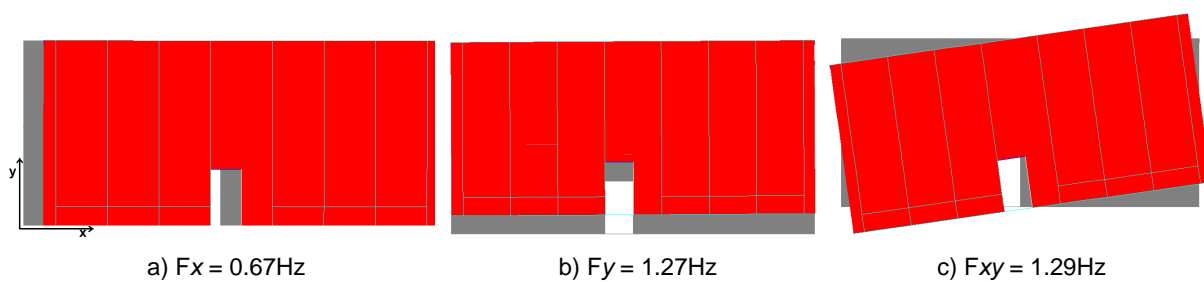


Fig. 4.8. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício Costa Cabral.

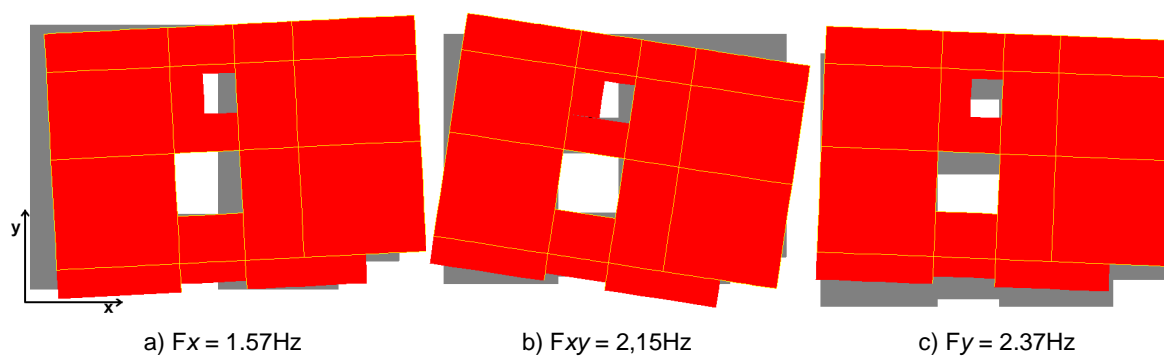


Fig. 4.9. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício de Avanca.

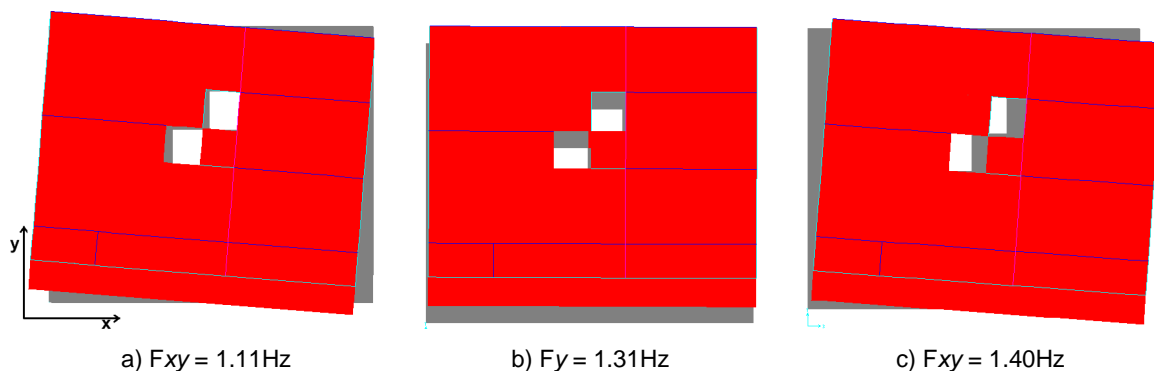


Fig. 4.10. – Aspecto do a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos do edifício de Guimarães.

Dotados de fortes características de regularidade e simetria, os edifícios antigos tendem a ter o primeiro e segundo modos de flexão puros nas suas direcções respectivas. O edifício Parnaso não apresenta essa característica no seu primeiro modo devido à elevada rigidez da parede resistente exterior. Os edifícios recentes, irregulares em planta e em altura não apresentam modos de flexão puros, tendo o edifício de Guimarães um primeiro modo com uma componente de torção elevada.

Na Fig. 4.11. apresenta-se a localização das frequências apresentadas na Tabela 4.4. nos espectros de resposta do EC8 e RSA afectados do coeficiente de comportamento e, no caso dos espectros do RSA, do coeficiente de segurança (1.5). Optou-se pela representação dos espectros apenas até aos 3Hz e  $120\text{cm/s}^2$  para uma melhor visualização dos resultados obtidos.

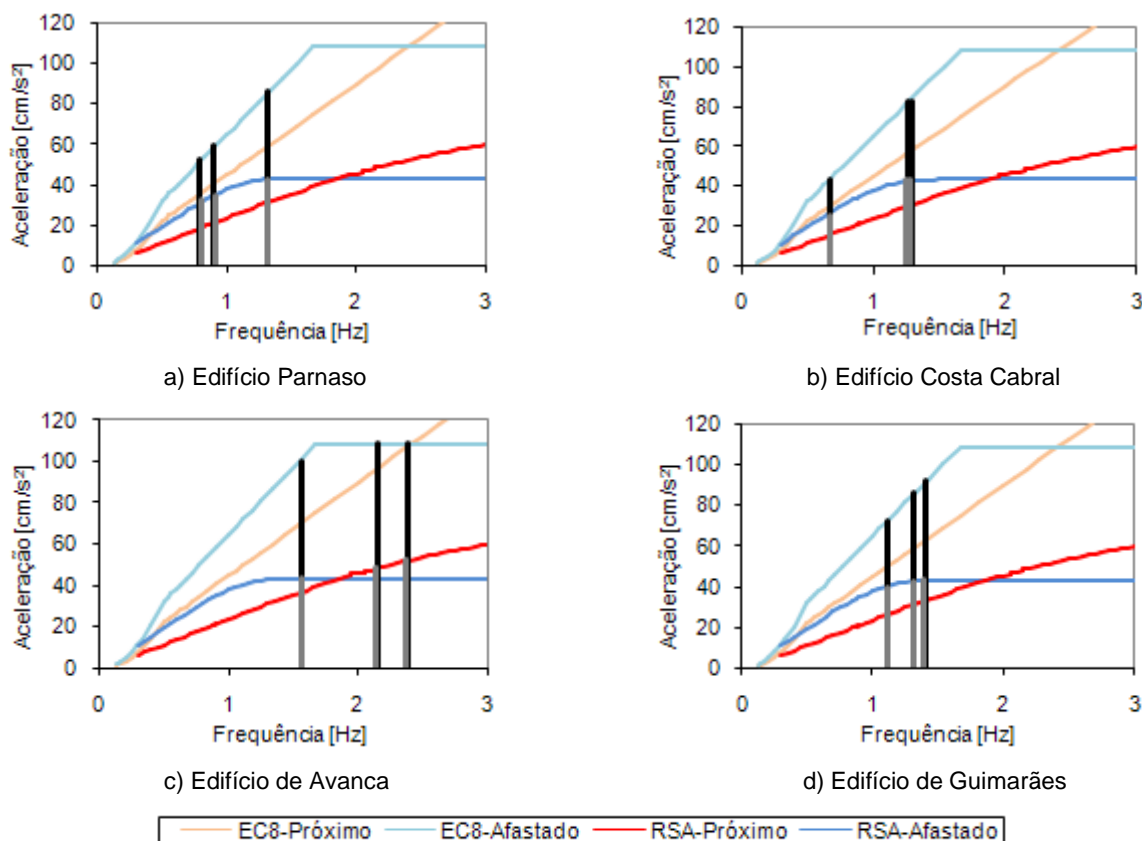


Fig. 4.11. – Localização das frequências dos casos de estudo.

Como forma de resumir as diferenças encontradas, em cada caso, entre os regulamentos nos valores de aceleração espectral, apresentam-se na Tabela 4.5. a percentagem em que a aceleração obtida pelo regulamento europeu é superior à obtida pelo regulamento português actualmente em vigor.

Tabela 4.5. – Diferenças entre regulamentos para os casos em estudo [%].

Edifícios	1ª Frequência		2ª Frequência		3ª Frequência	
	Próximo	Afastado	Próximo	Afastado	Próximo	Afastado
Parnaso	89	63	91	70	84	99
Costa Cabral	85	68	93	90	86	91
Avanca	89	131	103	149	106	149
Guimarães	89	92	91	100	96	112

Após esta análise, verifica-se que os edifícios mais antigos apresentam valores de primeira frequência muito baixos. É nestes casos que o valor da aceleração obtido segundo o EC8 apresenta valores superiores ao RSA em menor escala, sendo para a aceleração relativa à primeira frequência aproximadamente 87% e 65% superior ao RSA para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

O edifício de Avanca apresenta maiores valores de frequência entre os quatro casos em estudo por ser a estrutura de menores dimensões (4 pisos). No edifício de Avanca e de Guimarães os valores das acelerações obtidos segundo o EC8 são, em média, o dobro ou superiores aos obtidos pelo RSA. Estas diferenças aumentam com a frequência, uma vez que a função do espectro do EC8 tem uma maior inclinação, crescendo mais rapidamente, e porque o espectro do regulamento português entra em patamar para frequências inferiores.

Verifica-se ainda que, para frequências mais baixas, os valores de aceleração obtidos segundo ambos os regulamentos apresentam menores diferenças para o cenário sísmico afastado, invertendo esta tendência para valores de frequência a partir de, aproximadamente, 1.5Hz, como se pode verificar na Fig. 4.11.

## 4.6. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta análise de resultados avalia-se as forças sísmicas, os deslocamentos ao nível dos pisos e os respectivos *drifts*, os esforços de corte nos pilares e procede-se ao dimensionamento da armadura longitudinal. Estes resultados foram obtidos para a combinação da acção sísmica segundo as normas de ambos os regulamentos, conforme o definido na secção 4.4. do presente capítulo. É também efectuado o dimensionamento de projecto para os edifícios mais antigos fazendo uso das combinações de acções igualmente referidas na secção 4.4. Ainda na mesma secção define-se o significado das direcções *x*, *y*, *xy* e *yx* aqui apresentadas.

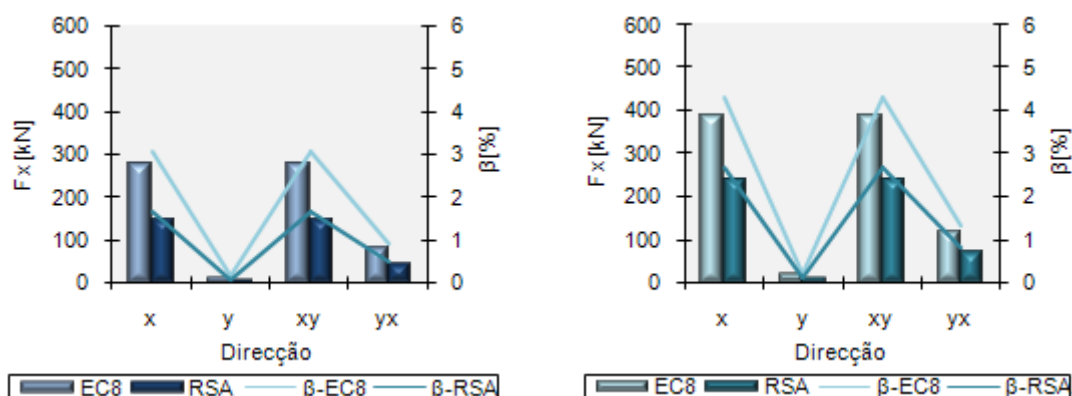
### 4.6.1. FORÇAS SÍSMICAS

As forças sísmicas avaliadas são equilibradas pelos esforços de corte a considerar na estrutura ao nível da base (corte basal). Estes valores são apresentados mediante a direcção principal a avaliar, o cenário sísmico em estudo e considerando as direcções de aplicação da acção sísmica: *i*) a direcção *x*; *ii*) a

direcção y; iii) a combinação da direcção x com 30% da direcção y e iv) a combinação da direcção y com 30% da direcção x.

o Edifício Parnaso

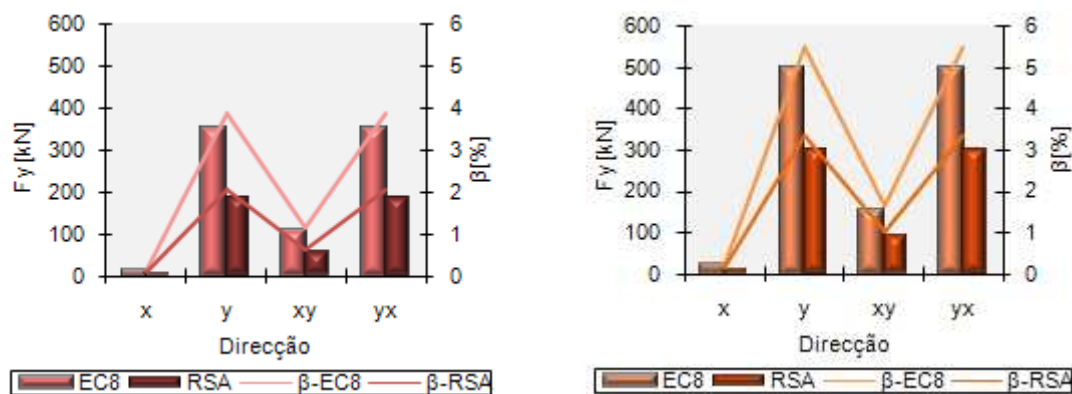
Nas Fig. 4.12. e 4.13. apresentam-se (gráficos de barras) os valores de corte basal segundo os dois regulamentos em comparação, para o edifício Parnaso, assim como a razão destas forças de corte pelo peso total da estrutura, que representa uma medida de coeficiente sísmico,  $\beta$  envolvido na resposta sísmica da estrutura (gráficos de linhas).



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.12. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício Parnaso.



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.13. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício Parnaso.

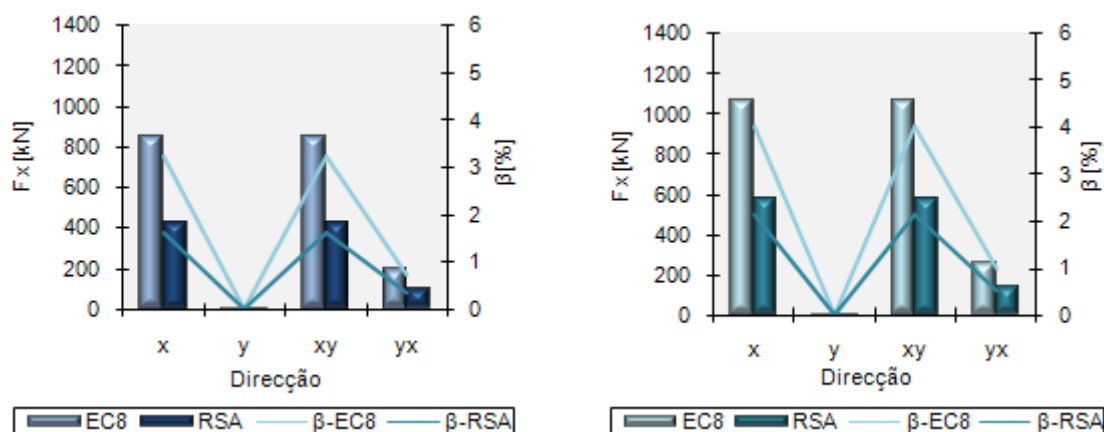
Na determinação das forças sísmicas, no edifício Parnaso, segundo os regulamentos abordados verifica-se a superioridade dos valores obtidos pelo EC8, comparativamente ao RSA. Estes são, em média, 90% e 66% superiores, para a acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

Neste edifício, a acção sísmica afastada é condicionante apresentando forças de maior valor na direcção y, sendo a máxima de 498kN, segundo o EC8.

O coeficiente de corte basal máximo obtido para o edifício Parnaso foi de 5.5%, o que demonstra que os valores do coeficiente sísmico obtidos, nos vários cenários, nas direcções abordadas, são da ordem de grandeza espectável para um edifício relativamente flexível, para a zona sísmica considerada.

#### o Edifício Costa Cabral

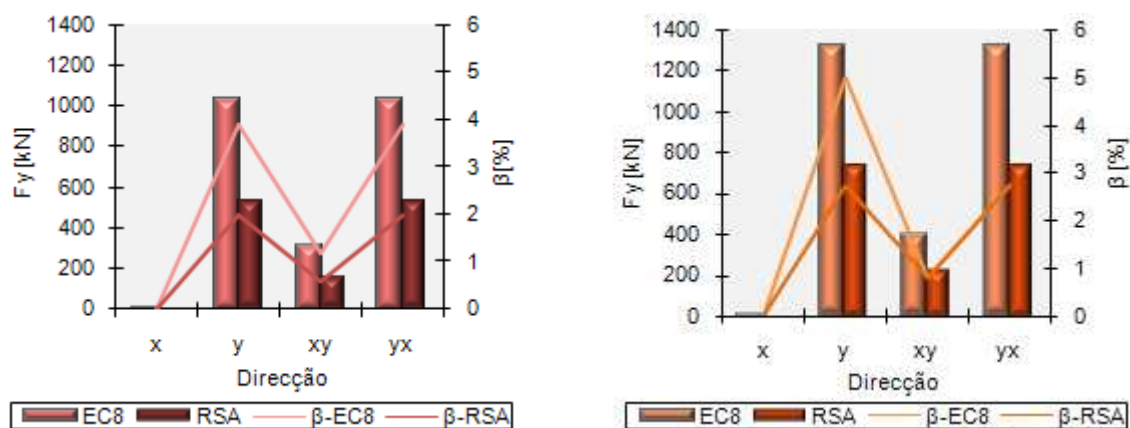
Os valores de corte basal e respectivos coeficientes sísmicos obtidos para o edifício Costa Cabral são apresentados nas Fig. 4.14. e 4.15.



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.14. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício Costa Cabral.



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.15. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício Costa Cabral.

No edifício Costa Cabral mantém-se a superioridade dos valores do corte basal obtido segundo o EC8. Em termos médios, tais valores são 97% e 75% superiores aos obtidos pelo RSA para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

Tal como no edifício Parnaso, no edifício Costa Cabral a acção sísmica afastada é condicionante e apresenta maior valor de corte basal na direcção y, atingindo um valor máximo de 1321kN, segundo o EC8. Nestes edifícios justificam-se as diferenças mais elevadas para o cenário de acção sísmica

próxima, pela comparação efectuada na secção 4.5, entre os valores de aceleração obtidos segundo os espectros de resposta (já afectados dos coeficientes de comportamento regulamentares e do coeficiente de segurança, no caso do RSA) que indica um maior afastamento entre os espectros relativos à acção sísmica próxima, para a zona das frequências destes edifícios.

O coeficiente de corte basal máximo é de 5% o que se justifica pela dimensão do edifício, que traduz elevados valores de forças de corte, associada a secções de elementos resistentes abaixo das actualmente consideradas mínimas e a não existência de elementos verticais resistentes de grande porte, como paredes.

#### o Edifício de Avanca

Nas Fig. 4.16. e Fig. 4.17. apresentam-se os valores de corte basal obtidos para o edifício de Avanca.

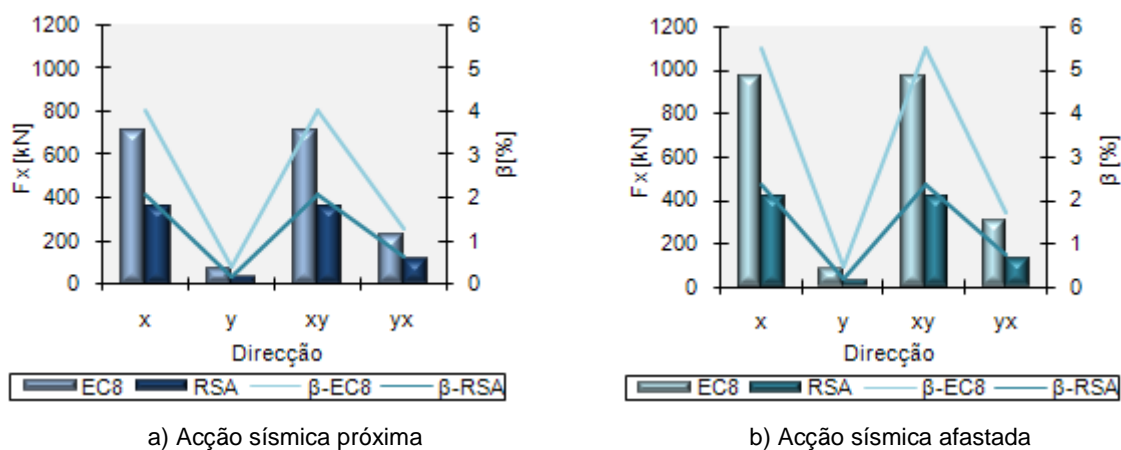


Fig. 4.16. – Corte basal segundo a direcção x para o edifício de Avanca.

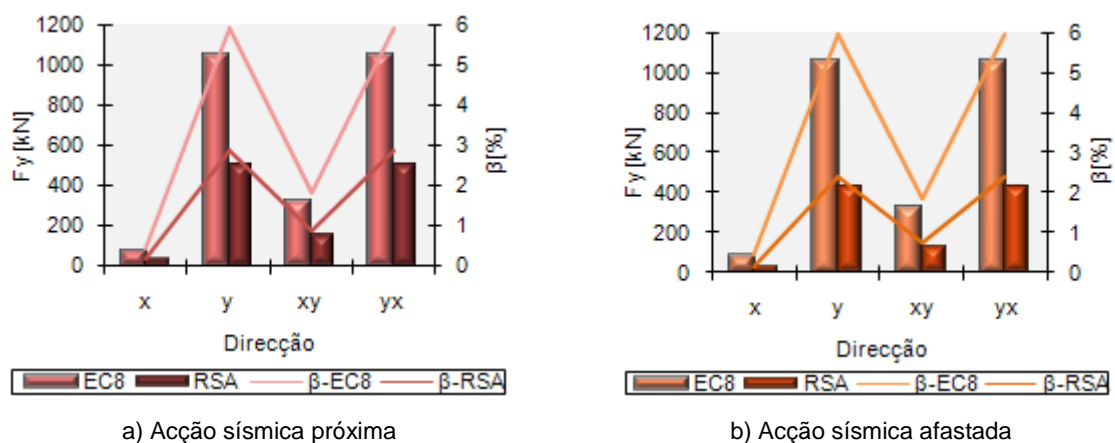


Fig. 4.17. – Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Avanca.

Tal como nos edifícios antigos, no edifício de Avanca verifica-se a superioridade dos valores do corte basal obtidos segundo o EC8 numa proporção de 103% e 144% para as acções sísmicas próxima e afastada, respectivamente, na direcção x e de 130% e de 153% para as acções sísmicas próxima e afastada, respectivamente, na direcção y, em relação aos valores obtidos segundo o RSA.



O cenário de acção sísmica afastada e o valor do corte basal segundo a direcção  $y$  são predominantes, ainda que não tão claramente, como nos casos anteriores.

Este edifício apresenta uma força de corte basal máxima, segundo o EC8, no valor de 1058kN e um coeficiente sísmico máximo no valor de 6%.

o Edifício de Guimarães

No edifício de Guimarães os resultados obtidos dos esforços de corte na base da estrutura apresentam-se nas Fig. 4.18. e Fig. 4.19.

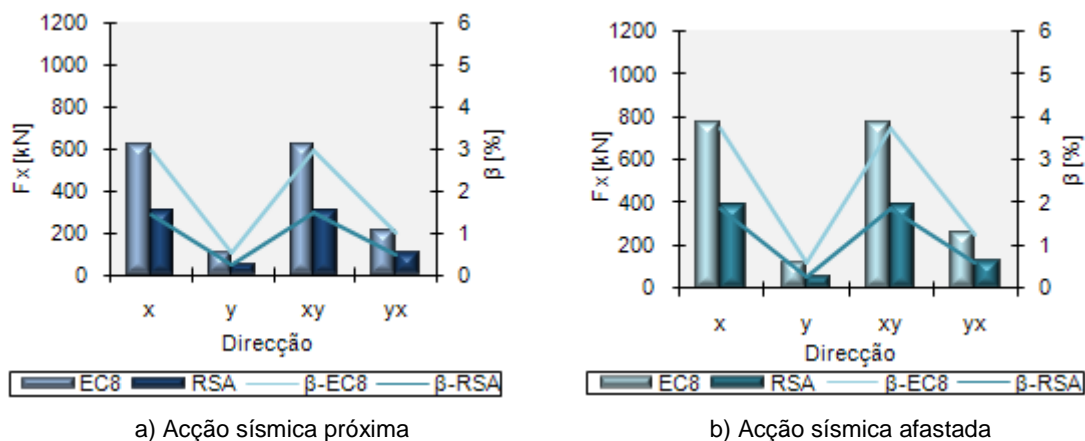


Fig. 4.18. – Corte basal segundo a direcção  $x$  para o edifício de Guimarães.

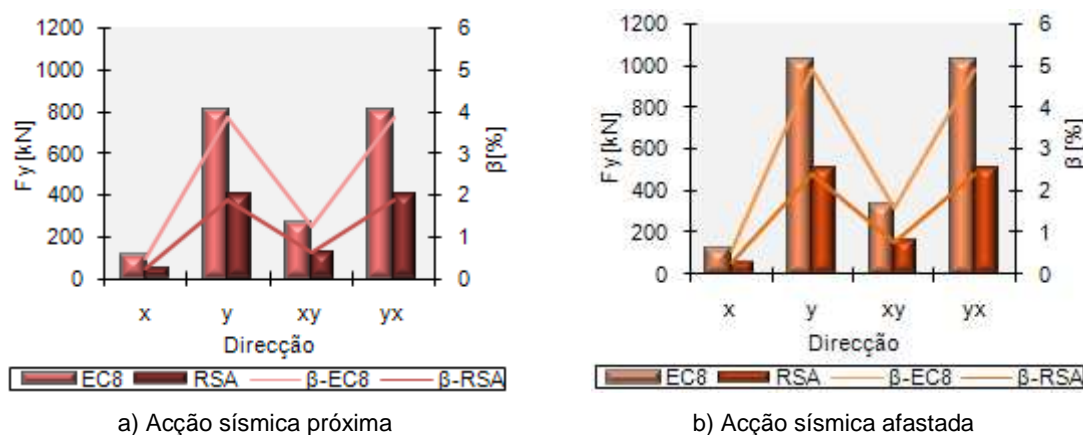


Fig. 4.19. – Corte basal segundo a direcção  $y$  para o edifício de Guimarães.

Seguindo a tendência anteriormente verificada, o edifício de Guimarães apresenta valores de corte basal segundo o EC8 em média 102% superiores aos obtidos segundo o RSA, para ambos os cenários da acção sísmica, nas direcções  $x$  e  $y$ .

Neste edifício também a acção sísmica afastada é condicionante apresentando o seu valor mais elevado de 1028kN, segundo o EC8, na direcção  $y$ .

O desenvolvimento deste edifício em altura garante-lhe um pouco mais de flexibilidade apresentando um coeficiente sísmico máximo de 5%.

No edifício de Guimarães, tal como no edifício de Avanca, as maiores diferenças entre regulamentos apresentam-se para a acção sísmica afastada, de acordo com o avaliado para as frequências dos edifícios em estudo.

Como se pode verificar, para os casos em estudo, os valores das forças sísmicas obtidos segundo o EC8 são, em média, o dobro dos valores obtidos segundo o RSA.

As diferenças entre as forças sísmicas explicam-se, maioritariamente, pela discrepância entre os valores regulamentares dos coeficientes de comportamento e pelo coeficiente de segurança a que está sujeita a acção sísmica no regulamento português. Isto pode comprovar-se pela determinação das forças sísmicas segundo ambos os regulamentos sem afectação do coeficiente de comportamento (Anexo 7), onde a diferença baixa para valores médios de corte basal obtido segundo o EC8 20% superiores aos obtidos segundo o RSA. Nos casos em estudo, foram também comparadas as forças sísmicas obtidas pelos dois regulamentos em estudo sem a contabilização dos coeficientes de comportamento e de segurança a que a acção sísmica determinada segundo RSA está sujeita (Anexo 8). Neste caso, verificaram-se diferenças, em termos médios, de 79% entre regulamentos. Esta situação apresenta, portanto, uma diminuição nas diferenças entre os resultados obtidos segundo o EC8 e o RSA, relativamente à situação inicial (100%, em média).

Nesta comparação de efeitos conclui-se que as diferenças entre os valores obtidos segundo ambos os regulamentos são essencialmente devidas aos coeficientes de comportamento, uma vez que quando este não é considerado o valor das diferenças entre regulamentos é bastante inferior. Depreende-se ainda que este valor das diferenças entre regulamentos é devido às acelerações espectrais e aos valores de  $\psi_2$ , superiores no regulamento europeu, sendo as diferenças relativas a este último parâmetro pouco significativas.

#### o Resumo

Para uma melhor esquematização dos resultados obtidos apresenta-se, no final de cada sub-secção da presente análise, uma tabela com o resumo das diferenças obtidas entre o regulamento europeu e o regulamento português actualmente em vigor.

Desta forma, na Tabela 4.6. apresenta-se o resumo das diferenças entre os valores de corte basal obtidos segundo o EC8 e o RSA para as situações: *i)* resultados afectados com coeficientes de comportamento descritos por cada regulamento e de segurança na acção sísmica preconizada pelo RSA; *ii)* resultados sem a consideração dos coeficientes de comportamento citados na alínea anterior e *iii)* resultados sem a consideração dos coeficientes de comportamento nem de segurança na acção sísmica segundo o RSA.

Tabela 4.6. – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].

Edifício	Acção sísmica	i)		ii)		iii)	
		Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy
Parnaso	Próxima	89	90	13	14	70	71
	Afastada	65	67	-1	1	48	51
Costa Cabral	Próxima	98	95	18	15	76	72
	Afastada	75	74	5	14	58	72
Avanca	Próxima	103	130	22	25	83	88
	Afastada	144	153	46	52	119	127
Guimarães	Próxima	100	101	21	22	83	84
	Afastada	102	103	22	23	81	82

#### 4.6.2. DESLOCAMENTOS

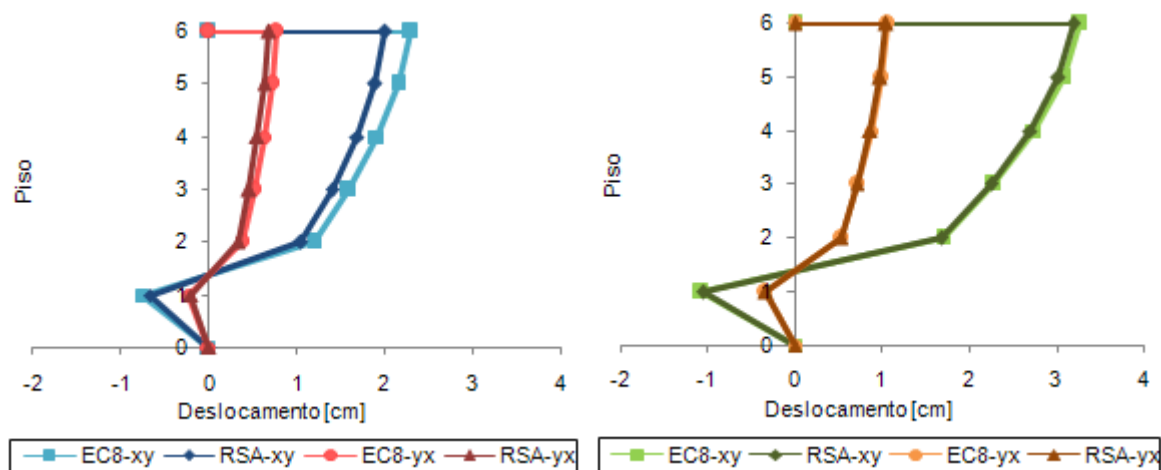
Os deslocamentos avaliados traduzem o desvio da posição original da estrutura ao nível de cada piso.

O perfil de deslocamentos apresentado para cada caso de estudo corresponde à envolvente dos deslocamentos máximos ao nível dos pisos para cada modo de vibração avaliado.

Nesta análise optou-se por representar graficamente apenas os valores obtidos para as direcções de acção sísmica  $xy$  e  $yx$ , uma vez que estas representam os valores máximos atingidos e permite assim uma maior perceptibilidade na visualização e interpretação gráfica de resultados.

o Edifício Parnaso

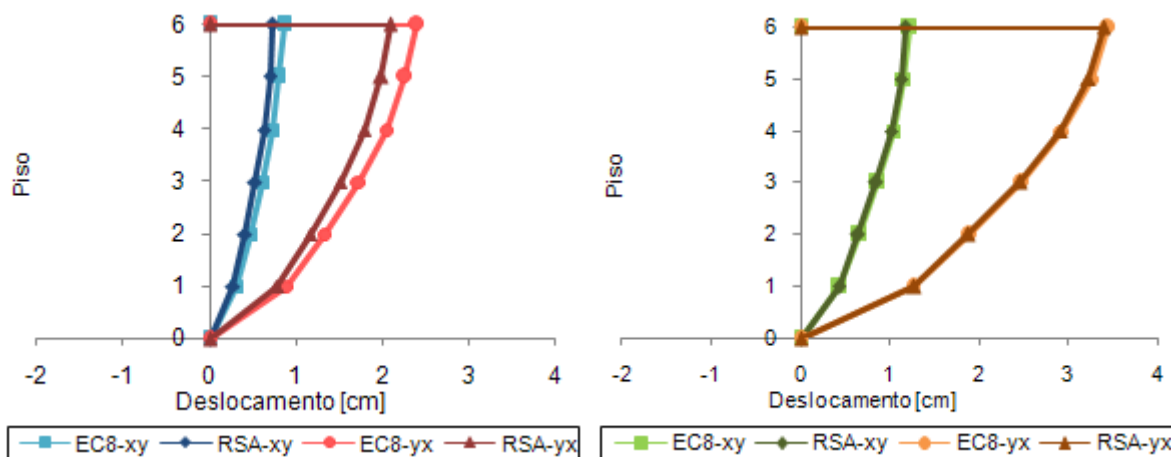
Nas Fig. 4.20. e 4.21. apresentam-se graficamente os deslocamentos segundo as direcções  $x$  e  $y$  para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, ao nível dos pisos 1, 2, 3, 4, 5 e cobertura (representada como piso 6) do edifício Parnaso.



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.20. – Perfil de deslocamentos no edifício Parnaso segundo a direcção  $x$ .



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.21. – Perfil de deslocamentos no edifício Parnaso segundo a direcção  $y$ .

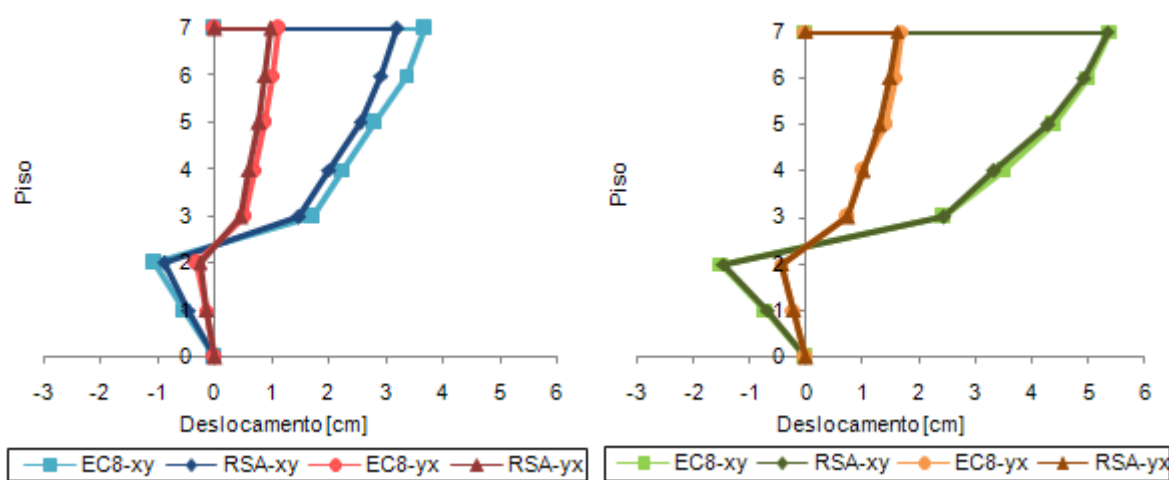
Como se pode verificar graficamente, no edifício Parnaso, as diferenças entre os deslocamentos obtidos segundo o EC8 e o RSA são da mesma ordem de grandeza para as direcções  $x$  e  $y$ , para o mesmo tipo de cenário sísmico, apresentando o EC8 valores superiores aos do RSA em todos os casos. Assim, em ambas as direcções, o cenário de sismo próximo, segundo o EC8, apresenta uma maior diferença de valores relativamente ao regulamento actual, em média 15% superiores, enquanto, no cenário de sismo afastado os valores devidos ao EC8 são em média 2% superiores aos obtidos pelo RSA.

Sendo uma estrutura muito flexível, principalmente na direcção  $x$  (onde os elementos resistentes horizontais que apresenta são apenas vigas embebidas) com uma frequência baixa (0.8Hz) e uma participação importante do segundo modo (10%) nesta direcção (4º modo global), o que inverte o sentido da envolvente de deslocamentos obtida ao nível primeiro piso.

O deslocamento máximo é de 3.4cm, na direcção  $y$ , no último piso do edifício, segundo o EC8, no cenário de acção sísmica afastada, a que corresponde um valor de *drift* global da estrutura de 0.23%.

#### o Edifício Costa Cabral

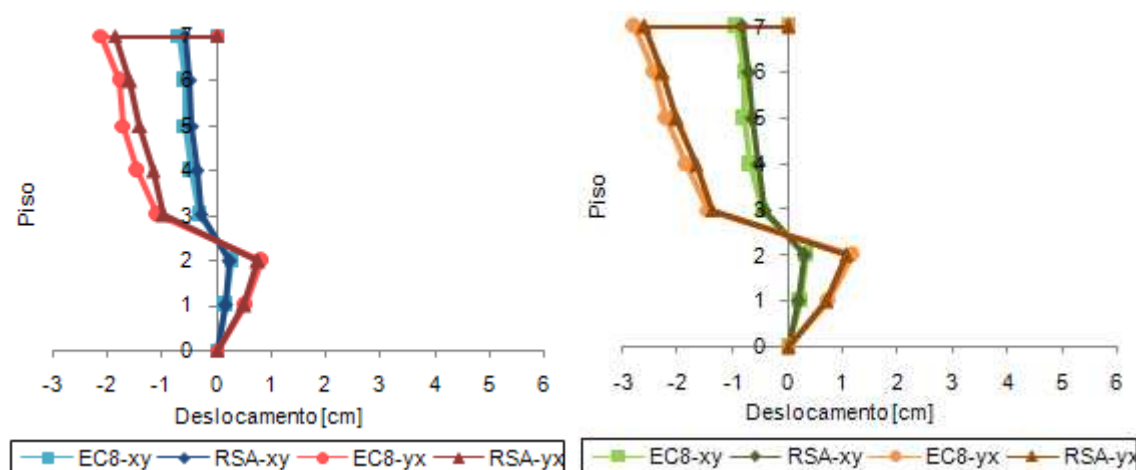
De forma idêntica, nas Fig. 4.22. 4.23. apresentam-se os valores dos deslocamentos nas direcções  $x$  e  $y$  para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, ao nível dos pisos 1, 2, 3, 4, 5, recuado (representado como piso 6) e cobertura (representada como piso 7) do edifício Costa Cabral.



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.22. – Perfil de deslocamentos no edifício Costa Cabral segundo a direcção  $x$ .



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.23. – Perfil de deslocamentos no edifício Costa Cabral segundo a direcção  $y$ .

Para o edifício Costa Cabral também se observa a superioridade dos resultados obtidos segundo o EC8 relativamente aos do RSA, apresentando, em média, valores 15% mais elevados nos deslocamentos em  $x$  e  $y$  para o cenário de sismo próximo, enquanto que para o cenário de acção sísmica afastada encontram-se valores em média 7% superiores.

Para os edifícios já estudados, é a acção sísmica próxima que apresenta maiores diferenças entre os regulamentos. Este facto, era expectável pelas diferenças entre as acelerações espectrais que ambas as direcções apresentam. (Tabela 4.5.)

Neste edifício a inversão do sentido do deslocamento da estrutura acontece nas duas direcções ao nível do segundo piso, devido à elevada participação do segundo modo em  $x$  (modo 4) e  $y$  (modo 6), designadamente, na ordem de 14% e 10%, respectivamente.

Neste caso, regista-se um *drift* global máximo de 0.3%, relativo ao deslocamento máximo no último piso com 5.4cm, para a direcção  $x$ , segundo o EC8 e no cenário de acção sísmica afastada.

#### o Edifício de Avanca

Nas Fig. 4.24. e 4.25. apresentam-se os valores dos deslocamentos nas direcções  $x$  e  $y$  para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, ao nível dos pisos 1, 2, 3 e 4 do edifício de Avanca.

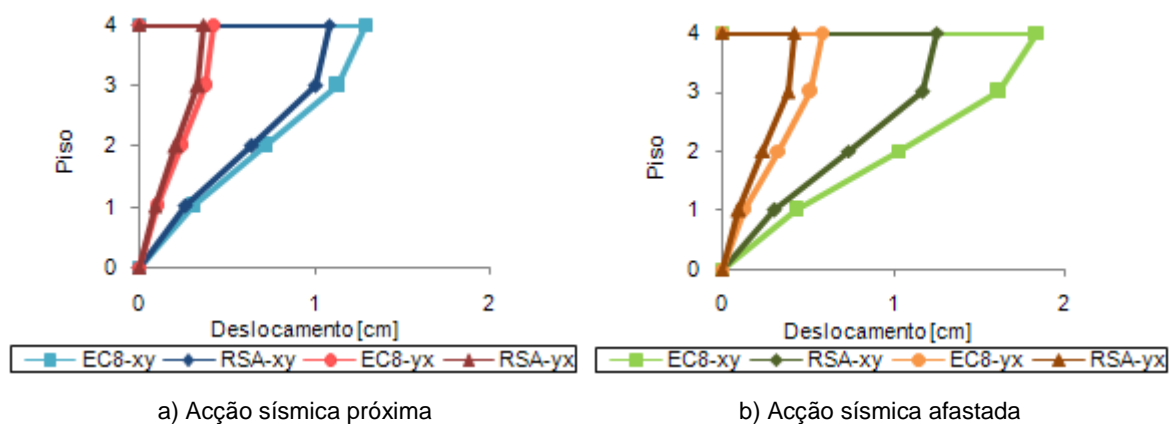


Fig. 4.24. – Perfil de deslocamentos no edifício de Avanca segundo a direcção  $x$ .

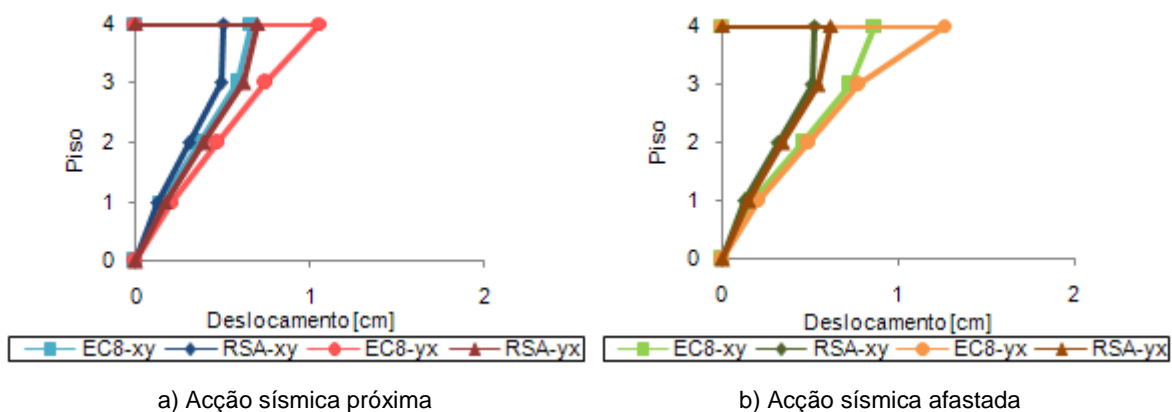


Fig. 4.25. – Perfil de deslocamentos no edifício de Avanca segundo a direcção  $y$ .

No edifício de Avanca continuam a verificar-se valores mais elevados de deslocamentos obtidos segundo o EC8 em relação aos obtidos segundo o RSA. No entanto, contrariamente ao verificado nos edifícios antigos, as diferenças entre os deslocamentos obtidos segundo o EC8 e o RSA são maiores para a acção sísmica afastada, na ordem de 38% e 45% para as direcções  $x$  e  $y$ , respectivamente. A acção sísmica próxima apresenta diferenças entre os deslocamentos obtidos segundo o regulamento europeu e português de 14% para a direcção  $x$  e 26% para a direcção  $y$ .

No caso em estudo verifica-se uma inversão da acção que apresenta maiores diferenças, quando comparado com os edifícios antigos. Este facto deve-se às acelerações espectrais relativas à primeira frequência do edifício (Tabela 4.5.).

Este edifício apresenta um deslocamento máximo no último piso na direcção  $x$ , segundo o EC8, para a acção sísmica afastada, no valor de 1.8cm. O *drift* global apresenta-se associado a este deslocamento máximo e tem o valor de 0.23%.

#### o Edifício de Guimarães

Seguidamente, apresentam-se os valores dos deslocamentos nas direcções  $x$  e  $y$  para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, ao nível dos pisos 1, 2, 3, 4, recuado (representado como piso 5) e cobertura (representada como piso 6) do edifício de Guimarães (Fig. 4.26. e 4.27.).

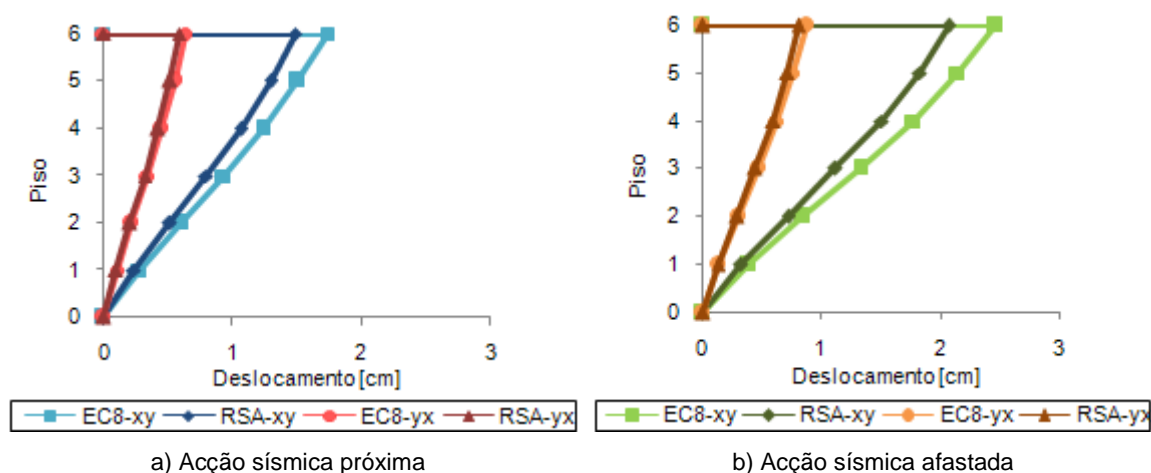


Fig. 4.26. – Perfil de deslocamentos no edifício de Guimarães segundo a direcção  $x$ .

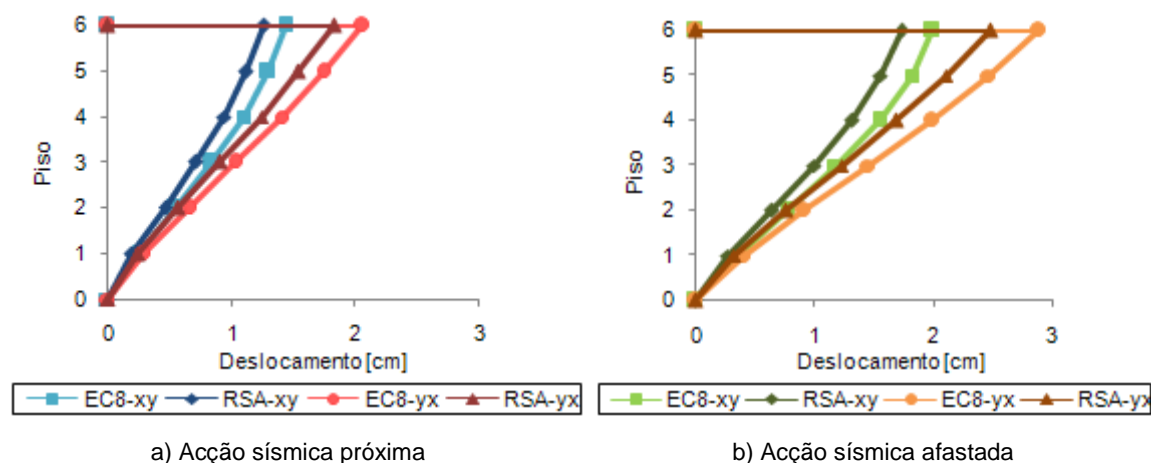


Fig. 4.27. – Perfil de deslocamentos no edifício de Guimarães segundo a direcção  $y$ .

No edifício de Guimarães, as diferenças entre os deslocamentos obtidos segundo o EC8 e o RSA são da mesma ordem de grandeza para os deslocamentos segundo  $x$  e segundo  $y$ , para o mesmo tipo de cenário sísmico. O regulamento europeu apresenta valores em média 13% superiores aos do RSA para os deslocamentos para ambas as direcções, no cenário de sismo próximo e de 18%, no cenário de sismo afastado.

No presente caso de estudo, as diferenças entre os deslocamentos obtidos segundo ambos os regulamentos segue a tendência do edifício de Avanca, embora não apresente diferenças tão elevadas, uma vez que a estrutura possui uma frequência mais baixa e consequentemente menores valores de aceleração e de diferenças entre estes segundo o EC8 e o RSA.

O deslocamento máximo do edifício de Guimarães, para a direcção  $y$ , acontece ao nível do último piso, segundo o EC8, num cenário de acção sísmica afastada, com o valor de 2.9cm. O correspondente *drift* global apresenta o valor de 0.15%.

#### o Resumo

Na Tabela 4.7. apresenta-se o resumo das diferenças entre os valores de deslocamentos obtidos segundo o EC8 e o RSA.

Tabela 4.7. – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].

Edifício	Acção sísmica Próxima		Acção sísmica Afastada	
	Direcção $x$	Direcção $y$	Direcção $x$	Direcção $y$
Parnaso	14	15	2	2
Costa Cabral	15	15	4	10
Avanca	14	26	38	45
Guimarães	13	17	13	19

#### 4.6.3. DRIFTS

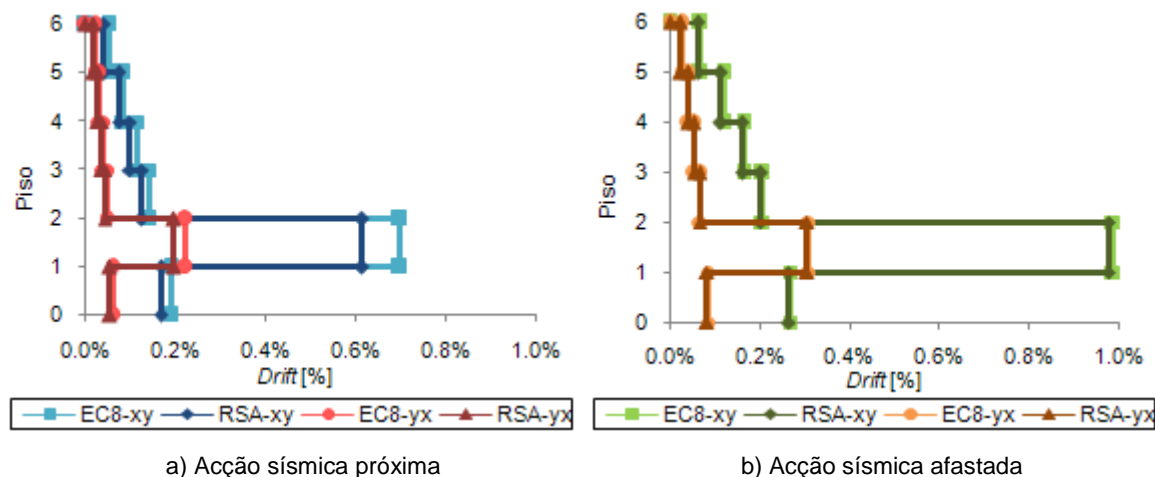
Os *drifts* ou deslocamentos relativos entre pisos (por vezes designado por deriva) representam a diferença de deslocamentos entre pisos sucessivos dividida pela altura destes, o que atribui uma medida da rotação da corda que une as extremidades dos pilares entre esses pisos. Neste caso, os valores de *drift* apresentados nesta sub-secção foram obtidos em função da envolvente de deslocamentos máximos ao nível do piso, o que não representa uma avaliação real deste parâmetro. Uma correcta definição do valor máximo de *drift* deveria ser determinada em função dos deslocamentos relativos entre pisos de cada deformada modal. Como essa determinação não é possível de forma automática, uma vez que com o programa apenas se obtém uma envolvente de deslocamentos, apresentam-se os valores de *drift* para a envolvente obtida, como um valor indicativo deste parâmetro.

Na exposição destes resultados seguiu-se o mesmo critério de representação da sub-secção anterior.



o Edifício Parnaso

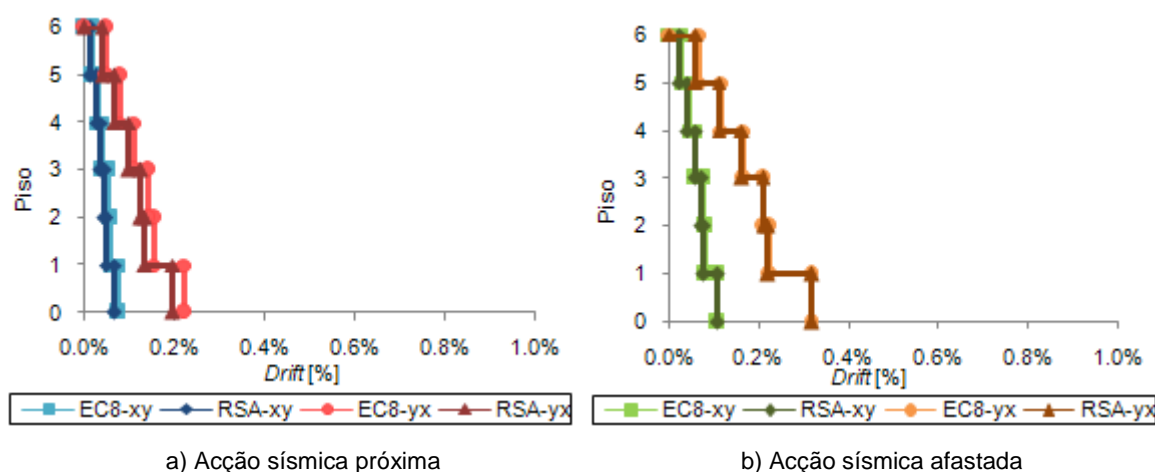
Nas Fig. 4.28. e 4.29. apresentam-se os valores dos deslocamentos relativos entre pisos nas direcções  $x$  e  $y$  no edifício Parnaso para os cenários de acção sísmica próximo e afastado.



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.28. – Perfil de drifts no edifício Parnaso segundo a direcção  $x$ .



a) Acção sísmica próxima

b) Acção sísmica afastada

Fig. 4.29. – Perfil de drifts no edifício Parnaso segundo a direcção  $y$ .

O edifício Parnaso apresenta um pico nos valores de *drift* que ocorre devido à inversão do sentido do deslocamento entre o piso 1 e 2, como se verificou na envolvente de deslocamentos (Fig. 4.20.).

Em termos médios, no edifício Parnaso, o EC8 apresenta valores de *drift* 17% superiores aos do RSA para a acção sísmica próxima e 5% superiores para a acção sísmica afastada, em ambas as direcções, mantendo em paralelo as diferenças averiguadas para os deslocamentos neste edifício. Estes valores de diferenças são semelhantes às encontradas entre os deslocamentos obtidos segundo o EC8 em comparação com os deslocamentos obtidos segundo o RSA.

De acordo com o perfil de deslocamentos do edifício Parnaso que este apresenta para a direcção  $x$ , obtém-se um valor máximo de *drift* elevado entre o primeiro e segundo pisos, com o valor de 1%, para a acção sísmica afastada.

o Edifício Costa Cabral

Os valores dos deslocamentos relativos entre pisos do edifício Costa Cabral nas suas direcções principais são apresentados nas Fig. 4.30. e 4.31 para o cenário da acção sísmica próxima e afastada.

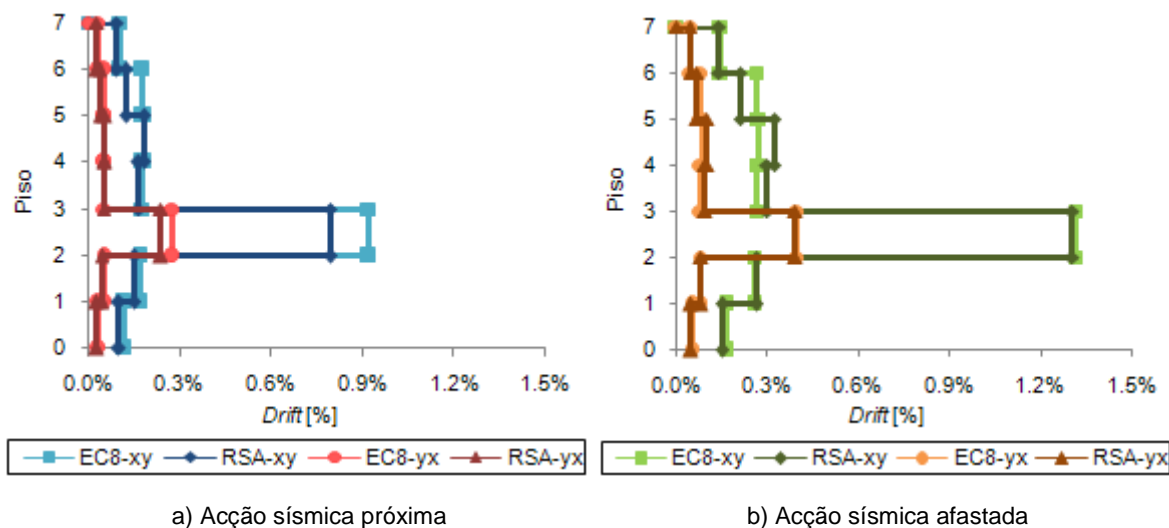


Fig. 4.30. – Perfil de *drifts* no edifício Costa Cabral segundo a direcção x.

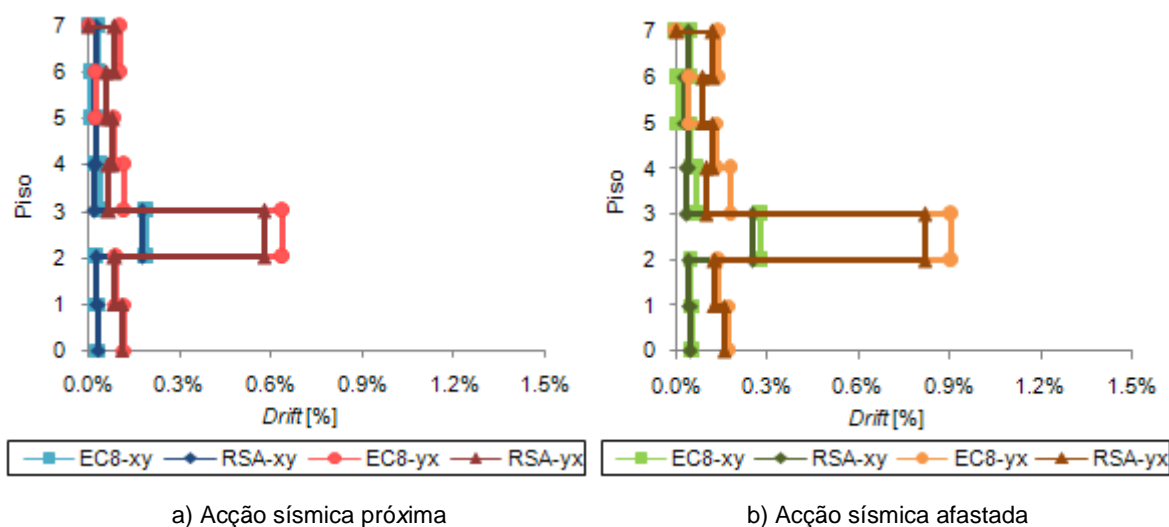


Fig. 4.31. – Perfil de *drifts* no edifício Costa Cabral segundo a direcção y.

Tal como como o edifício Parnaso, o edifício costa Cabral apresenta picos de valores de *drift* de acordo com a envolvente de deslocamentos (Fig. 4.22 e 4.23.).

Para este edifício, os valores de deslocamentos entre pisos obtidos pelo EC8 são em média 15% e 8 % superiores aos obtidos segundo o RSA, para as acções sísmicas próxima e afastada, também, de forma semelhante às diferenças obtidas entre deslocamentos segundo os dois regulamentos.

O edifício Costa Cabral apresenta o maior valor de *drift* obtido nos casos de estudo, com um valor de 1.31%, segundo o EC8, para a direcção x, no cenário de acção sísmica afastada.

o Edifício de Avanca

Nas Fig. 4.32. e 4.33. apresentam-se os valores de *drift* máximos obtidos para o edifício de Avanca para as direcções *x* e *y*, em ambos os cenários de acção sísmica.

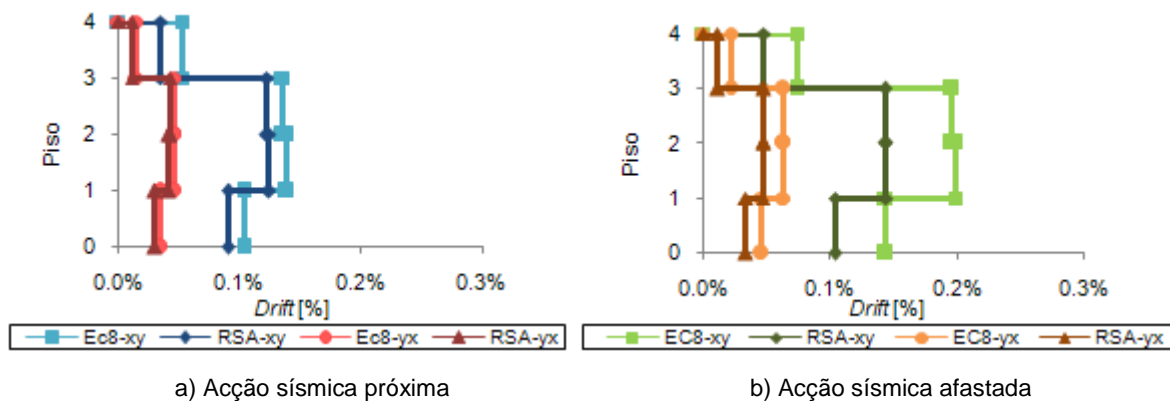


Fig. 4.32. – Perfil de *drifts* no edifício de Avanca segundo a direcção *x*.

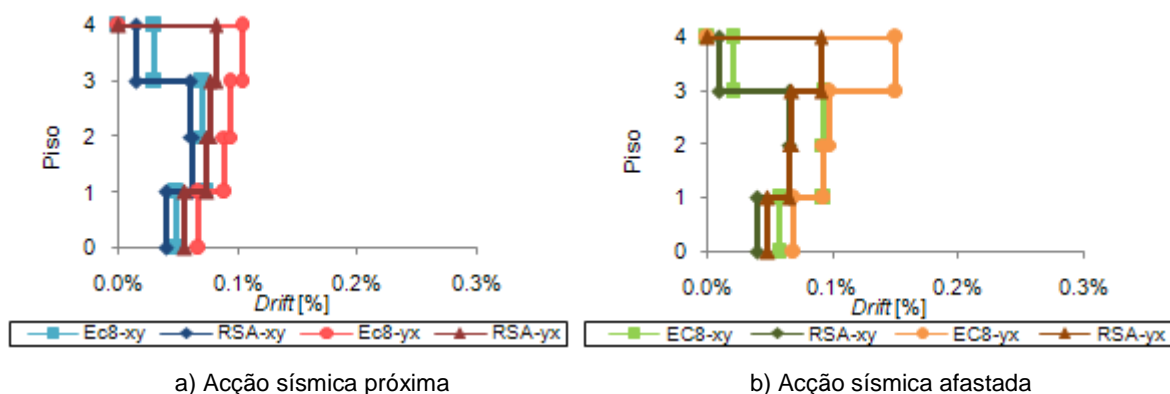


Fig. 4.33. – Perfil de *drifts* no edifício Avanca segundo a direcção *y*.

Verifica-se que, no edifício de Avanca, os valores de *drifts* máximos obtidos pelo EC8 são superiores aos obtidos segundo o RSA em valores médios de 20% e 31% para a acção sísmica próxima nas direcções *x* e *y*, respectivamente, e de 45% e 53% para a acção sísmica afastada, nas direcções *x* e *y*, respectivamente.

Neste edifício o valor máximo de *drift* acontece entre o piso 1 e 2, atingindo um valor de 0.2%, um valor próximo do valor do *drift* global.

o Edifício de Guimarães

Finalmente, nas Fig. 4.34. e 4.35. apresentam-se os valores de deslocamento máximo entre pisos obtidos para as direcções  $x$  e  $y$  do edifício de Guimarães segundo o EC8 e o RSA, mediante os cenários de acção sísmica próxima e afastada.

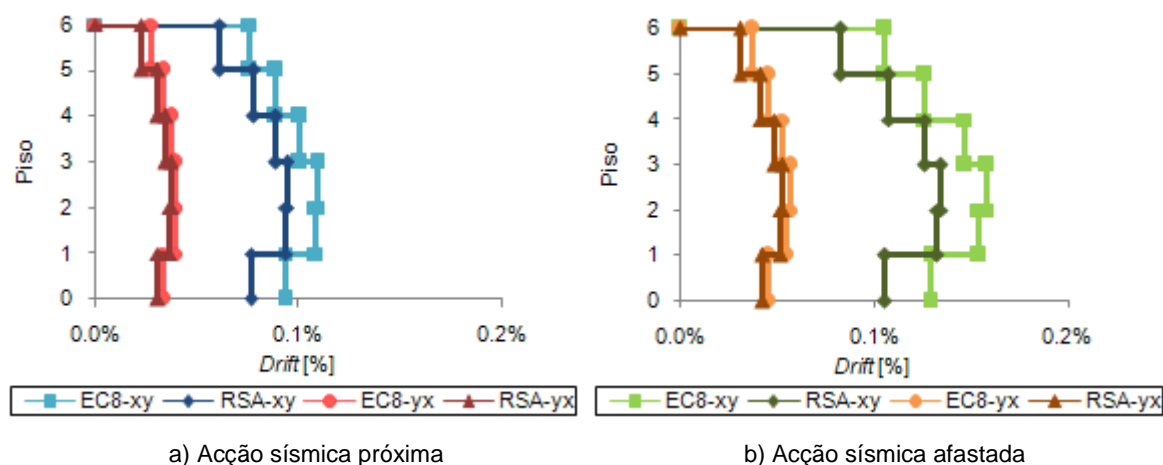


Fig. 4.34. – Perfil de *drifts* no edifício Guimarães segundo a direcção  $x$ .

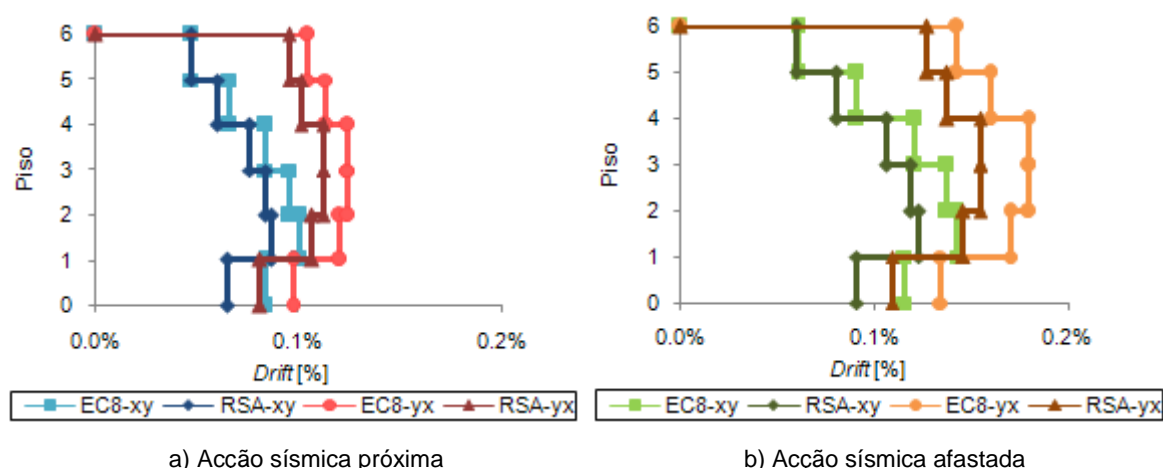


Fig. 4.35. – Perfil de *drifts* no edifício Guimarães segundo a direcção  $y$ .

Tal como no caso anterior, obtém-se maiores valores de *drifts* segundo EC8, sendo estes, em média 13% e 16% superiores aos do RSA nas direcções  $x$  e  $y$ , para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

O cenário de acção sísmica afastada apresenta maiores diferenças de valores de *drift* entre o EC8 e o RSA, apresentando um valor máximo de 0.18% entre o terceiro e quarto e o quarto e quinto pisos, compatível com o valor de 0.15%, de *drift* global, determinado no ponto 4.6.3.

o Resumo

Para uma melhor esquematização dos resultados obtidos apresenta-se na Tabela 4.8 o resumo das diferenças entre valores de *drift* obtidos entre o EC8 e o RSA.

Tabela 4.8 – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].

Edifício	Acção sísmica Próxima		Acção sísmica Afastada	
	Direcção x	Direcção y	Direcção x	Direcção y
Parnaso	16	18	4	5
Costa Cabral	17	12	4	11
Avanca	20	31	45	53
Guimarães	13	13	15	16

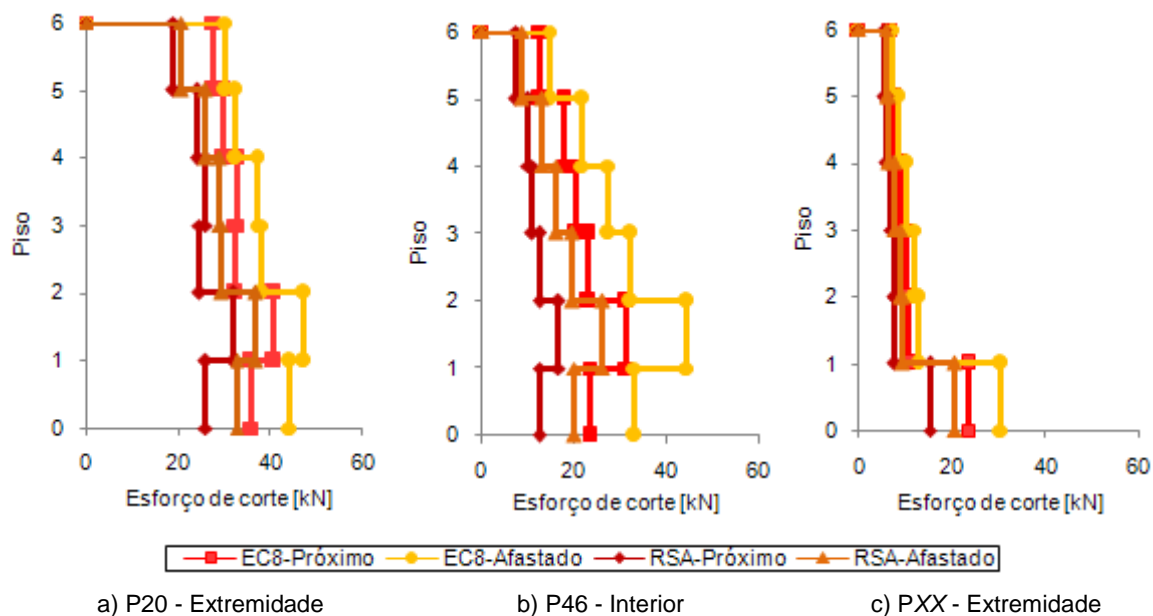
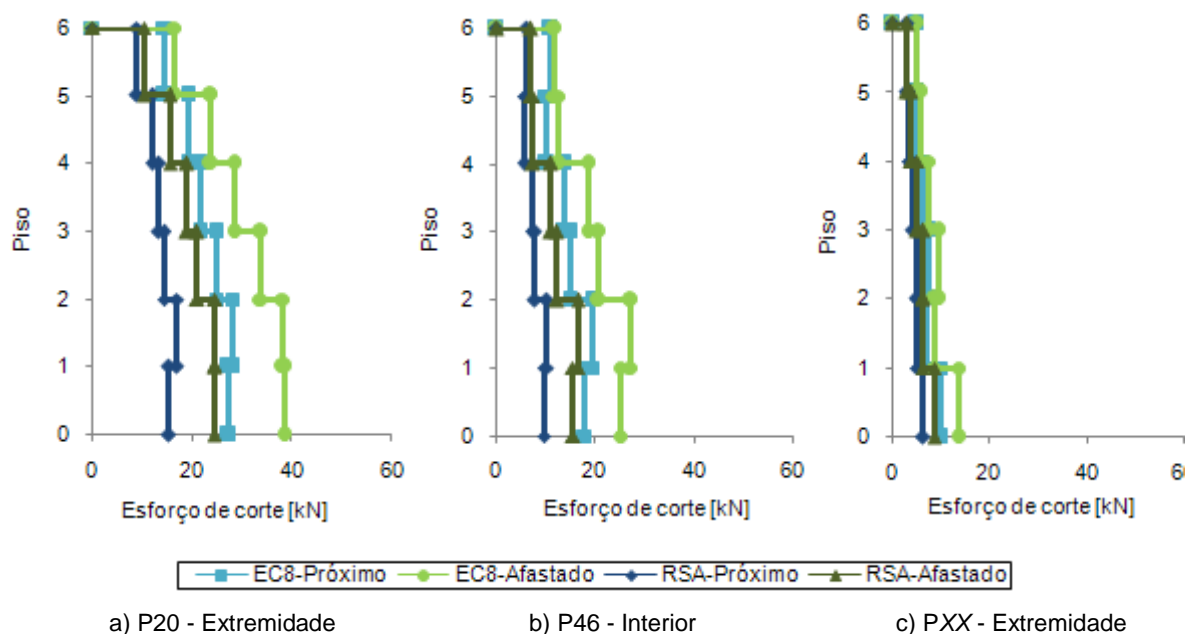
#### 4.6.4. ESFORÇOS DE CORTE

A fim de proceder à análise dos esforços de corte dos pilares, apresentam-se de seguida os valores obtidos para três pilares, sendo dois de extremidade e um central, em pórticos distintos. Os pilares avaliados podem ser identificados nas plantas dos casos de estudo apresentadas no Capítulo 3 (Fig. 3.2., 3.5, 3.8. e 3.10.).

Nesta análise optou-se por uma representação gráfica idêntica à indicada na sub-secção 4.6.2.

o Edifício Parnaso

Nas Fig. 4.36. e 4.37. apresentam-se os esforços de corte nos pilares representativos do edifício Parnaso segundo as direcções  $x$  e  $y$ , devido às acções sísmicas próxima e afastada.



Para o edifício Parnaso verifica-se que a acção sísmica determinada segundo o EC8 é condicionante em ambas as direcções e nos dois os cenários. Em média, os esforços de corte na direcção  $x$  obtidos segundo o EC8 são 70% superiores aos obtidos segundo o RSA para a acção sísmica próxima e 60%

superiores para a acção sísmica afastada. Na direcção y as diferenças apontadas entre os esforços de corte obtidos segundo o regulamento europeu e os obtidos segundo o RSA são de 60% e 51% para as acções sísmica próxima e afastada.

Tal como nas diferenças entre os valores de aceleração determinados segundo ambos os regulamentos, o cenário de acção sísmica próxima apresenta maiores diferenças entre os esforços de corte obtidos segundo o EC8 e o RSA, em ambas as direcções de desenvolvimento do edifício.

o Edifício Costa Cabral

Nas Fig. 4.38. e 4.39. apresentam-se os esforços de corte nos pilares representativos do edifício Costa Cabral segundo as direcções  $x$  e  $y$ , devido às acções sísmicas próxima e afastada.

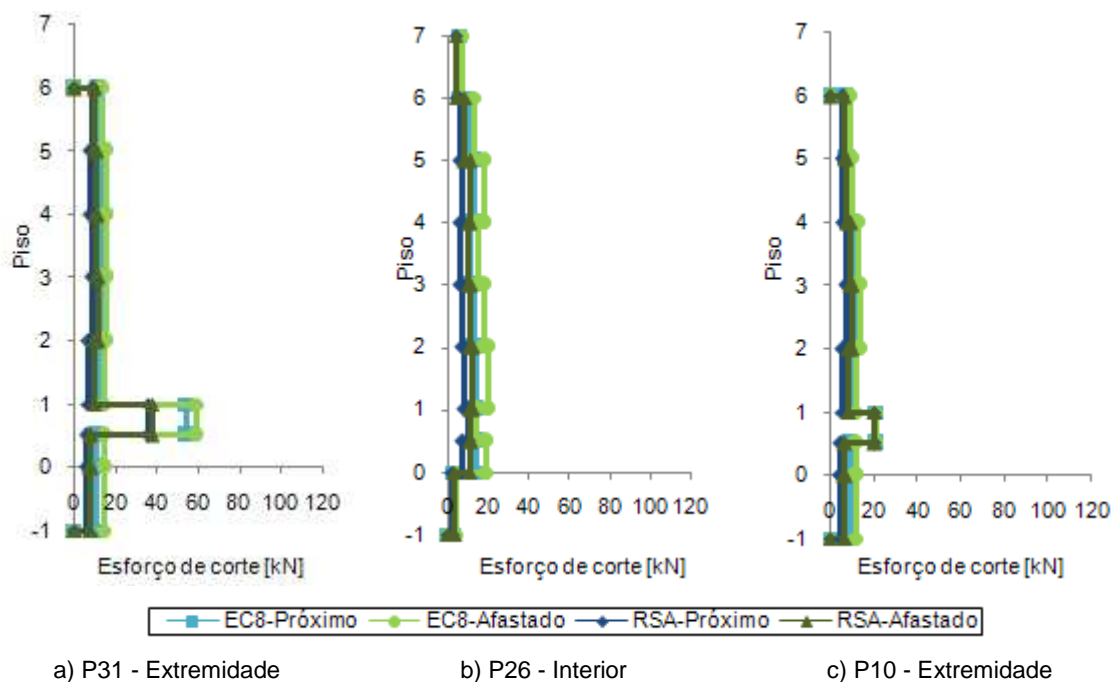


Fig. 4.38. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção  $x$  no edifício Costa Cabral.

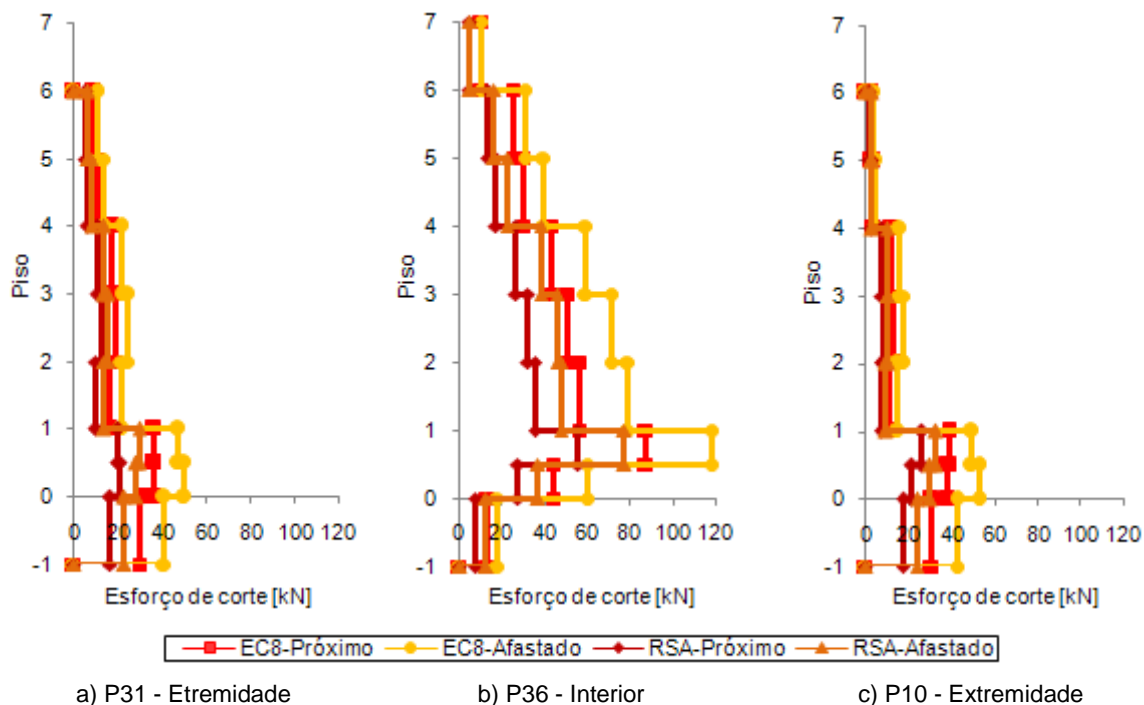


Fig. 4.39. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção  $y$  no edifício Costa Cabral.

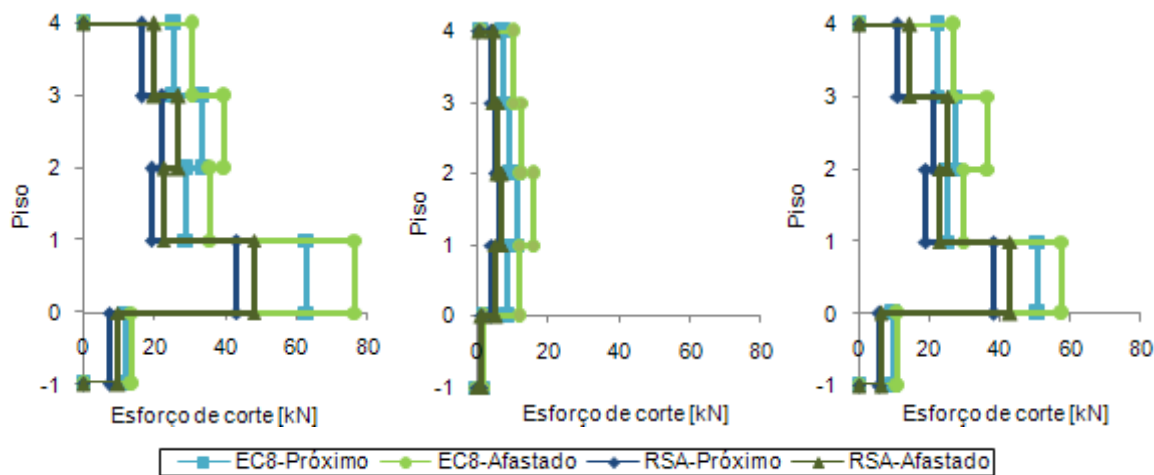


No edifício Costa Cabral continua a constatar-se a superioridade dos valores obtidos segundo a regulamentação europeia relativamente à actualmente em vigor em ambas as direcções e em ambos os cenários da acção sísmica. Neste caso, as diferenças entre os valores obtidos segundo os dois regulamentos são menores, que se justifica pela comparação de valores de aceleração feita na secção 4.5. Desta forma, os esforços de corte em  $x$  obtidos segundo o EC8 são 63% e 55% superiores aos obtidos segundo o RSA para os cenários sísmico próximo e afastado, respectivamente. Na direcção  $y$ , essas diferenças aumentam para 65% e 70%, igualmente, nos cenários de acção sísmica próxima e afastada.

O pico de esforço de corte visível ao nível do piso graficamente representado por 0.5, que traduz a existência de um sub-tecto do rés-do-chão, justifica-se pela redução da altura do pilar para 1.5m nessa zona.

o Edifício de Avanca

No edifício de Avanca obtiveram-se os esforços de corte nos pilares representativos segundo as direcções  $x$  e  $y$ , devido às acções sísmicas próxima e afastada que se apresentam nas Fig. 4.40. e 4.41.

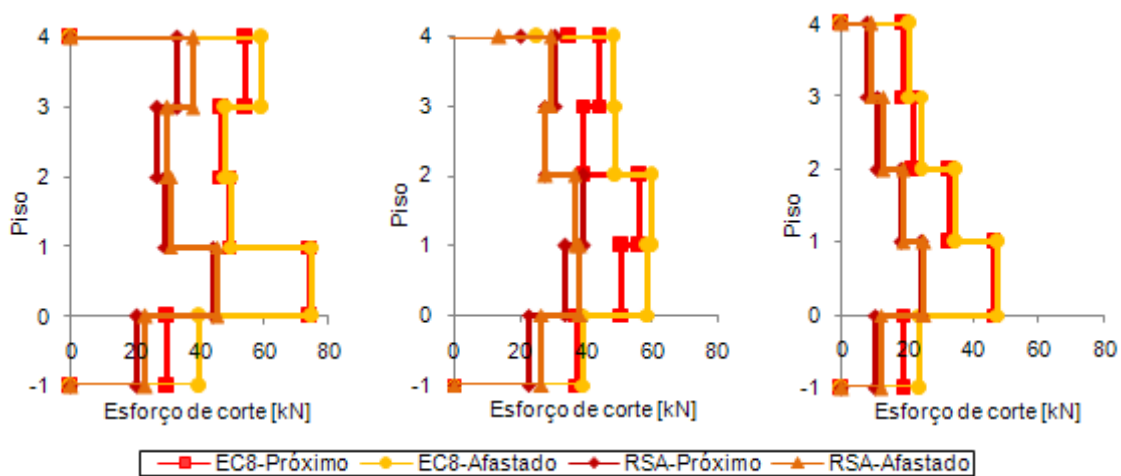


a) P13 - Extremidade

b) P23 - Interior

c) P30 - Extremidade

Fig. 4.40. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção  $x$  no edifício de Avanca.



a) P13 - Extremidade

b) P23 - Interior

c) P30 - Extremidade

Fig. 4.41. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção  $y$  no edifício de Avanca.

No edifício de Avanca também se verificam maiores valores obtidos segundo o EC8 para as duas direcções e cenários estudados. O cenário de acção sísmica afastada apresenta esforços de corte superiores aos da acção sísmica próxima. Os valores obtidos segundo o EC8 são em média 64% e 71%, superiores aos obtidos segundo o RSA para as direcções  $x$  e  $y$ , respectivamente, nos esforços de corte resultantes da acção sísmica próxima e 71% e 78% nas direcções  $x$  e  $y$ , respectivamente, nos esforços resultantes da acção sísmica afastada.

o Edifício de Guimarães

Nas Fig. 4.42. e 4.43. são apresentados os esforços de corte nos pilares representativos segundo as direcções  $x$  e  $y$ , devido às acções sísmicas próxima e afastada para o edifício de Guimarães.

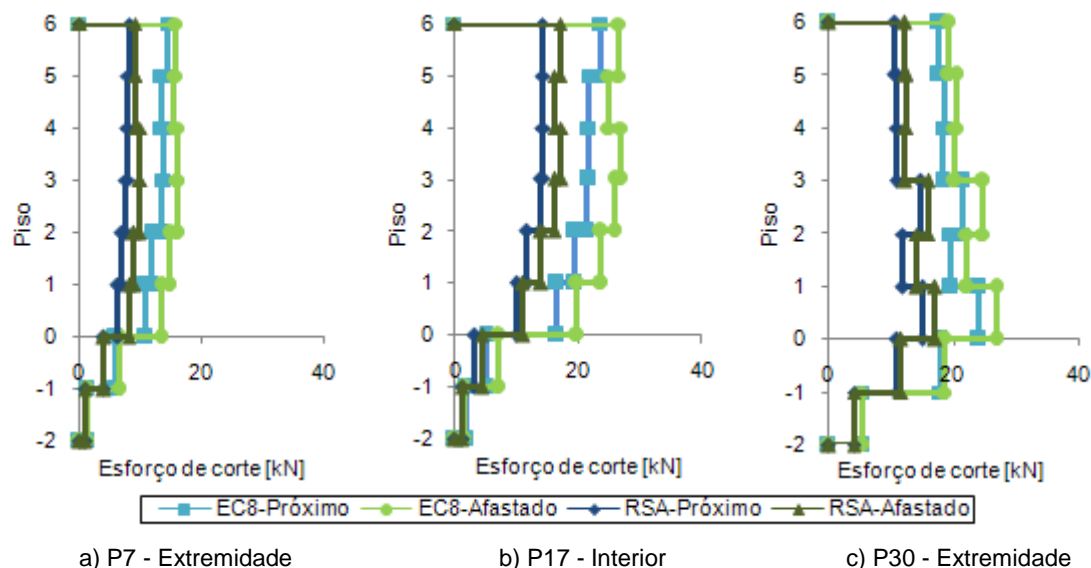


Fig. 4.42. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção  $x$  no edifício de Guimarães.

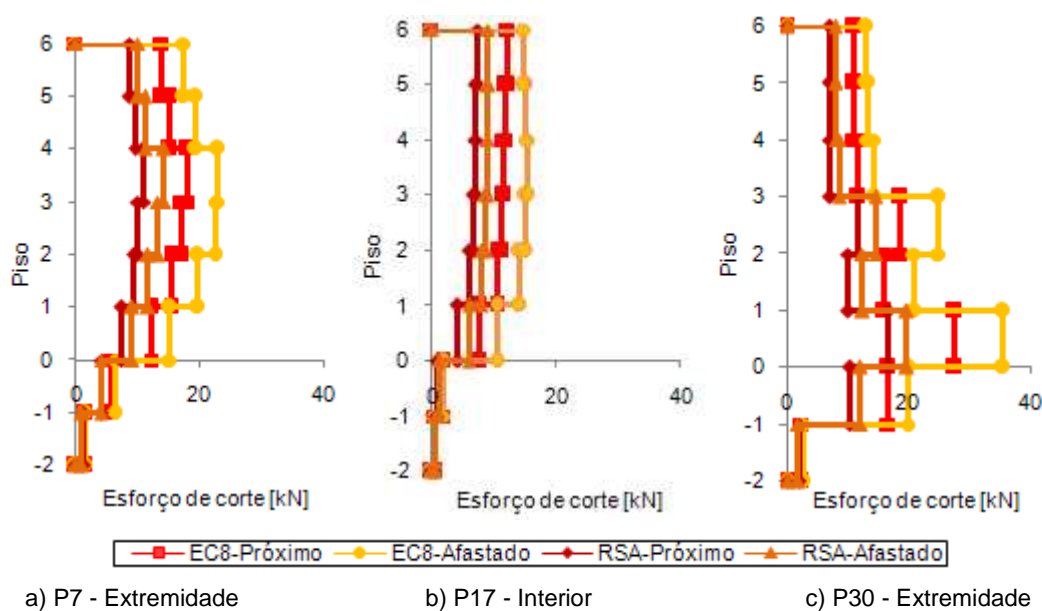


Fig. 4.43. – Perfil do esforço de corte nos pilares na direcção  $y$  no edifício de Guimarães.

Tal como nos casos anteriores, no edifício de Guimarães, o regulamento europeu é responsável por valores de esforço de corte nos pilares superiores aos obtidos segundo o RSA, em termos médios de 60% para a acção sísmica próxima, em ambas as direcções e de 61% e 68% para a acção sísmica afastada, segundo as direcções  $x$  e  $y$ , respectivamente.

Ao contrário da tendência verificada nos edifícios antigos, nos edifícios mais recentes, o cenário de acção sísmica afastada apresenta maiores diferenças entre os esforços de corte obtidos segundo o EC8 e os obtidos segundo o regulamento português, o que continua a ser coerente com as diferenças determinadas inicialmente entre os espectros, para os casos de estudo.

#### o Resumo

Para uma melhor percepção dos resultados alcançados esquematizam-se na Tabela 4.9. as diferenças entre os esforços de corte obtidos segundo o EC8 e o RSA.

Tabela 4.9. – Tabela resumo das diferenças entre os valores obtidos segundo o EC8 e o RSA [%].

Edifício	Acção sísmica Próxima		Acção sísmica Afastada	
	Direcção x	Direcção y	Direcção x	Direcção y
Parnaso	70	60	60	51
Costa Cabral	63	65	55	70
Avanca	64	71	71	78
Guimarães	60	60	61	68

#### 4.6.5. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS

O dimensionamento de armaduras longitudinais foi efectuado para os pilares e vigas dos casos de estudo. Este dimensionamento divide-se em duas vertentes: *i)* o dimensionamento para as combinações de acções de projecto, pretendendo a comparação com a armadura existente, no caso dos edifícios mais antigos e a comparação entre as áreas de armadura obtidas segundo as normas europeias e portuguesas; *ii)* o dimensionamento para a combinação da acção sísmica com intuito de comparar as exigências de armadura entre normas apenas no contexto desta acção. O dimensionamento de projecto considerou as combinações de acções indicadas na secção 4.4 do presente capítulo.

A quantificação da área de armadura requerida apresentada foi determinada com recurso ao software *SAP 2000 versão 10*, na opção de *Concrete Design Structure*, após a definição do dimensionamento de cada elemento (barra) do modelo como viga ou pilar. No Anexo 9 apresenta-se uma validação de resultados obtidos pelo programa de cálculo para alguns casos distintos, o que permitiu usar este método com confiança em relação aos resultados alcançados. O dimensionamento efectuado considerou os materiais existentes em cada um dos casos de estudo, desta forma, as áreas de armadura determinadas para os edifícios Parnaso e Costa Cabral são em aço da classe A235 e nos edifícios de Avanca e de Guimarães aço da classe A400.

A apresentação de resultados e respectivas comparações foram efectuadas para quatro pilares correspondentes aos cantos dos edifícios e dois pilares intermédios, localizados em pórticos interiores, e para uma viga do primeiro e último pisos, para cada edifício em estudo. No caso dos pilares dos edifícios mais antigos indicam-se, por piso, a área da secção, a área de armadura longitudinal existente, a área de armadura requerida no dimensionamento de projecto segundo as normas europeias, o valor do esforço axial reduzido ( $\nu$ ), a percentagem de aço na secção ( $\rho$ ) e as áreas de armadura determinadas para a combinação da acção sísmica segundo o EC8 e o RSA e as respectivas direcções condicionantes. No caso dos pilares dos edifícios recentes indicam-se, igualmente por piso, a área da secção, a área de armadura obtida segundo as normas europeias e a área de armadura obtida segundo o RSA para o dimensionamento de projecto, a área de armadura e respectiva direcção condicionante para o dimensionamento para a combinação da acção sísmica segundo as normas europeias e o RSA.

No caso das vigas indicam-se, para o primeiro piso e para a cobertura, as áreas de armadura superior e inferior (em cima e em baixo), em cada zona de apoio e meio vão de cada tramo, e as respectivas direcções condicionantes.

o Edifício Parnaso

Considerando os materiais e secções existentes no edifício Parnaso, as combinações de projecto previstas pela nova regulamentação europeia definem uma armadura necessária muito superior à armadura existente. Na Tabela 4.10 apresentam-se as áreas de armadura existentes que se verificam ser 5% a 10% da área de armadura resultante do dimensionamento de projecto segundo as normas europeias. Este valor da área de armadura obtido, para os pilares verificados, ultrapassa o limite máximo de armadura da sua secção, como se pode ver pelo elevado valor de  $\rho$ . É de notar que, mediante as dimensões dos pilares deste edifício, a consideração da combinação quase-permanente de acções, representa um valor do esforço axial reduzido elevado, atingindo, nos pilares intermédios, valores de 0.6. A associação destes valores com os dos momentos causados pela acção do vento, que se apresenta como condicionante, traduz a insuficiência da secção. Desta forma, a comparação entre a armadura existente com a armadura determinada deixa de ser viável. Conclui-se que, mediante as normas europeias, a estrutura carece de uma observação cuidada ao nível destes elementos estruturais, apontando para uma intervenção de reforço adequado desses mesmos elementos ou da associação a novos elementos por forma a absorver os esforços para os quais os elementos estruturais do edifício não estão preparados.

Tabela 4.10. – Resumo do dimensionamento de armadura dos pilares do edifício Parnaso.

Pilar	Piso	A [m <sup>2</sup> ]	Combinções de projecto				Combinação da acção sísmica			
			Asl [cm <sup>2</sup> ]	EC			EC8		RSA	
				Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\rho$ [%]	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb
XX (canto)	rdc	0.12	7.6	161.1	0.13	13	34.5	1-xy	18.5	2-xy
	1	0.12	7.6	64.4	0.10	5	18.9	1-xy	12.1	2-xy
	2	0.12	7.6	64.7	0.06	5	19.8	1-xy	13.2	2-xy
	3	0.12	7.6	51.6	0.05	4	15.9	1-xy	8.1	2-xy
	4	0.12	7.6	84.0	0.04	7	12.2	1-xy	5.9	2-xy
	5	0.12	7.6	77.8	0.02	6	10.6	1-xy	6.9	2-xy
XXIV (canto)	rdc	0.12	7.6	122.1	0.14	10	25.4	1-yx	15.9	2-yx
	1	0.12	7.6	58.4	0.10	5	13.0	1-yx	7.5	2-yx
	2	0.12	7.6	54.9	0.08	4	12.7	1-yx	7.5	2-yx
	3	0.12	7.6	41.9	0.06	3	10.0	1-yx	6.5	2-yx
	4	0.12	7.6	70.5	0.04	6	8.4	1-yx	5.6	2-yx
	5	0.12	7.6	34.2	0.02	3	8.2	1-yx	6.5	2-yx
20 (canto)	rdc	0.16	15.2	285.6	0.29	17	17.2	1-xy	8.2	2-xy
	1	0.16	15.2	276.3	0.25	17	17.2	1-xy	7.7	2-xy
	2	0.12	13.3	200.0	0.26	16	19.1	1-xy	9.2	2-xy
	3	0.12	13.3	191.6	0.20	16	17.0	1-xy	10.0	2-yx
	4	0.12	17.8	184.9	0.13	15	14.5	1-xy	10.3	2-yx
	5	0.12	17.8	153.0	0.07	12	21.7	1-yx	18.3	2-yx
24 (canto)	rdc	0.16	15.2	277.1	0.24	17	13.5	1-yx	7.8	1-x
	1	0.16	15.2	210.2	0.20	13	4.8	2-yx	4.8	1-x
	2	0.12	13.3	156.2	0.22	13	3.7	2-yx	3.7	1-x
	3	0.12	13.3	120.5	0.16	10	3.7	2-yx	3.7	1-x
	4	0.12	13.3	67.2	0.11	5	3.7	2-yx	3.7	1-x
	5	0.12	24.4	45.9	0.05	4	6.1	1-yx	3.7	1-x
45 (intermédio)	rdc	0.12	20.3	268.7	0.65	20	28.2	1-yx	16.4	1-x
	1	0.12	13.3	267.5	0.54	22	5.6	1-yx	5.2	1-x
	2	0.12	8.9	197.4	0.43	16	6.4	1-yx	4.2	1-x
	3	0.12	7.6	188.0	0.32	15	3.7	2-yx	3.7	1-x
	4	0.12	7.6	155.1	0.20	13	3.7	2-yx	3.7	1-x
	5	0.12	7.6	136.4	0.11	11	9.6	1-yx	4.7	1-x
46 (intermédio)	rdc	0.12	20.3	282.2	0.66	23	20.7	1-yx	12.2	2-xy
	1	0.12	13.3	275.7	0.55	23	5.3	2-xy	5.1	2-xy
	2	0.12	8.9	190.9	0.43	16	4.5	2-xy	4.0	2-xy
	3	0.12	7.6	180.7	0.32	15	3.7	2-yx	3.7	1-x
	4	0.12	7.6	143.4	0.20	12	3.7	2-yx	3.7	1-x
	5	0.12	7.6	82.3	0.10	7	6.8	2-yx	3.7	1-x

Apesar do elevado valor de esforço axial reduzido nos edifícios antigos, foi efectuado o dimensionamento para a combinação de acção sísmica, do EC8 e do RSA para efeito de comparação entre estes regulamentos.

O dimensionamento dos pilares do edifício Parnaso demonstrou uma diferença entre exigências de armadura em média de 65% superior segundo as normas europeias por comparação com o obtido pelo

RSA. Esta percentagem de diferenças entre os valores obtidos segundo ambos os regulamentos é compatível com as diferenças obtidas ao nível dos esforços para este edifício (Tabela 4.10.).

Na comparação do dimensionamento de armaduras efectuada nas vigas consideradas (Tabela 4.11.), obtiveram-se áreas de armadura segundo o regulamento europeu em média 30% superiores às obtidas segundo o RSA, para o primeiro piso e 15% superiores para a viga da cobertura. Esta diminuição das diferenças entre regulamentos é plausível uma vez que a acção sísmica se faz sentir em menores proporções nos elementos resistentes horizontais do que nos verticais. É de notar que para situações de menor solicitação, como por exemplo nas vigas da cobertura, as diferenças tendem a reduzir ou a anularem-se uma vez que tende para o valor de armadura mínima. Tanto nos pilares como nas vigas, em todos os casos em estudo, não foram tidos em consideração, na média das diferenças entre regulamentos, estes valores de armadura mínima, uma vez que o programa efectua o dimensionamento com as considerações das normas europeias, pelo que os valores de armadura mínima para que tendem as secções são iguais e função do EC2, não fazendo, por isso, sentido a comparação entre eles.

Tabela 4.11. –Resumo do dimensionamento de armadura das vigas do edifício Parnaso.

EC8	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]											
Viga 1º piso (35x40)	20	3.1	21	20	3.1	20	20	3.1	20	19	3.1	19
	3.1	6.3	3.2	3.1	5.0	3.1	3.1	5.1	3.1	3.1	4.1	3.8
	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx
	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	2-yx	2-yx	1-yx	2-yx	2-yx	1-yx	1-yx
Viga Cobertura (35x40)	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]											
	8.6	3.1	10	8.3	3.1	7.7	9.1	3.1	12.0	11.5	3.1	6.6
	3.1	7.0	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	5	3.1	3.1	4.5	3.1
	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx
RSA	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> ]											
	14.4	3.1	15.3	14.4	3.1	14.4	14.1	3.1	14.5	13.1	3.1	12.5
	3.1	5.6	3.1	3.1	4.7	3.1	3.1	4.7	3.1	3.1	3.9	3.1
	2-yx	1-x	2-yx	2-yx	1-x	2-yx	2-yx	1-x	2-yx	2-yx	1-x	2-yx
Viga Cobertura (35x40)	1-x	2-yx	1-x	1-x	2-yx	1-x	1-x	2-yx	1-x	1-x	2-yx	1-x
	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]											
	7.0	3.1	8.7	7.0	3.1	6.1	8.1	3.1	10.0	9.7	3.1	5.6
	3.1	6.0	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	4.7	3.1	3.1	4.3	3.1
Viga Cobertura (35x40)	2-yx	1-x	2-yx	2-yx	1-x	2-yx	2-yx	1-x	2-yx	2-yx	1-x	2-yx
	1-x	2-yx	1-x	1-x	2-yx	1-x	1-x	2-yx	1-x	1-x	2-yx	1-x

#### o Edifício de Costa Cabral

Da mesma forma do que o avaliado no edifício anterior, apresentam-se na Tabela 4.12. as áreas de armadura necessárias para as combinações de acções consideradas em projecto para o edifício Costa Cabral.

Tabela 4.12. – Resumo do dimensionamento da armadura dos pilares do edifício Costa Cabral.

Pilar	Piso	A [m <sup>2</sup> ]	Combinções de projecto				Combinação da acção sísmica			
			Asl [cm <sup>2</sup> ]	EC			EC8		RSA	
				Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\rho$ [%]	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb
1 (canto)	-1	0.24	7.6	366.0	0.16	15	20.1	1-yx	12.2	2-yx
	rdc	0.24	7.6	366.0	0.16	15	20.1	1-yx	12.2	2-yx
	1	0.07	5.1	83.4	0.27	12	16.4	1-xy	9.7	2-xy
	2	0.07	5.1	86.6	0.23	12	17.8	1-xy	10.5	2-xy
	3	0.07	5.1	68.5	0.17	10	17.3	1-xy	10.1	2-xy
	4	0.04	5.1	55.3	0.20	14	18.8	1-xy	10.8	2-xy
	5	0.04	5.1	71.9	0.10	18	18.1	1-xy	11.7	2-xy
10 (canto)	-1	0.24	7.6	244.5	0.13	10	20.2	1-yx	16.2	2-yx
	rdc	0.24	7.6	213.3	0.13	9	20.2	1-yx	16.2	2-yx
	1	0.07	5.1	83.7	0.27	12	16.3	1-xy	10.8	2-xy
	2	0.07	5.1	71.7	0.23	10	17.8	1-xy	11.0	2-xy
	3	0.07	5.1	12.3	0.17	2	17.4	1-xy	11.0	2-xy
	4	0.04	5.1	90.1	0.20	23	18.9	1-yx	11.9	2-xy
	5	0.04	5.1	76.4	0.10	19	18.3	1-yx	12.1	2-xy
31 (canto)	-1	0.24	11.1	386.7	0.14	16	20.8	1-yx	13.3	2-yx
	rdc	0.24	11.1	386.7	0.14	16	20.8	1-yx	13.3	2-yx
	1	0.08	7.0	80.0	0.26	10	10.5	1-xy	5.9	2-yx
	2	0.08	7.0	80.0	0.20	10	13.4	1-xy	6.5	2-xy
	3	0.08	7.0	68.7	0.15	9	12.7	1-xy	6.2	2-xy
	4	0.06	5.1	42.0	0.13	7	11.4	1-xy	6.0	2-xy
	5	0.06	5.1	51.0	0.07	9	11.7	1-xy	7.0	2-xy
40 (canto)	-1	0.24	11.1	390.2	0.14	16	20.9	1-yx	13.2	2-yx
	0	0.24	11.1	390.2	0.14	16	20.9	1-yx	13.2	2-yx
	1	0.08	7.0	71.5	0.26	9	10.6	1-xy	5.4	2-yx
	2	0.08	7.0	62.2	0.20	8	13.8	1-xy	7.1	2-xy
	3	0.08	7.0	108.7	0.15	14	13.1	1-xy	7.1	2-xy
	4	0.06	5.1	64.5	0.13	11	11.5	1-xy	6.1	2-xy
	5	0.06	5.1	57.7	0.06	10	11.6	1-xy	6.8	2-xy
25 (intermédio)	-1	0.23	27.9	238.6	0.42	11	7.6	1-yx	4.7	2-xy
	rdc	0.23	27.9	272.5	0.39	12	7.1	1-yx	4.1	2-xy
	1	0.21	27.9	247.6	0.33	12	10.5	1-yx	5.8	2-yx
	2	0.21	13.3	238.1	0.27	11	4.8	1-yx	3.8	2-yx
	3	0.15	13.3	225.0	0.30	15	4.5	1-yx	3.5	2-yx
	4	0.15	9.5	161.0	0.22	11	13.6	1-xy	7.9	2-yx
	5	0.15	9.5	150.4	0.14	10	7.1	1-xy	4.0	2-yx
	6	0.07	7.0	67.3	0.12	10	9.6	1-xy	5.8	2-yx
13 (intermédio)	-1	0.18	12.1	212.1	0.41	12	6.3	1-yx	4.8	2-yx
	rdc	0.18	12.1	175.4	0.37	10	11.4	1-xy	6.3	2-yx
	1	0.18	12.1	157.6	0.28	9	14.4	1-xy	8.3	2-yx
	2	0.14	5.7	124.9	0.32	9	10.3	1-yx	6.0	2-yx
	3	0.14	5.7	219.8	0.25	16	14.1	1-yx	8.3	2-yx
	4	0.10	7.6	166.4	0.24	17	9.6	1-yx	5.0	2-yx
	5	0.10	7.6	153.3	0.15	15	8.0	1-yx	4.8	2-yx
	6	0.04	5.1	69.1	0.13	17	7.1	1-yx	4.1	2-yx



Para o edifício Costa Cabral verifica-se a mesma problemática do edifício Parnaso. O dimensionamento de projecto efectuado segundo as normas europeias prevê que a área de armadura longitudinal existente nos pilares avaliados consiste em 2% a 12% da área de armadura requerida pelas combinações de projecto. Estas exigências correspondem a uma saturação das secções existentes, como se pode deduzir pela combinação de um valor de esforço axial reduzido em média de 0.2 com elevados valores de momentos provocados pelas combinações de acções associadas à acção do vento. Desta forma, também o edifício Costa Cabral carece de atenção ao nível destes elementos estruturais ou da estrutura em si, conforme o descrito para o edifício Parnaso.

Na comparação entre a armadura requerida segundo a combinação de acção sísmica resultam diferenças de áreas de cerca de 63% superiores segundo o EC8 em relação às obtidas segundo o RSA. Um valor semelhante ao do edifício avaliado anteriormente, compatível com os esforços obtidos (Tabela 4.12.).

No dimensionamento de armadura efectuado para as vigas (Tabela 4.13) verifica-se uma superioridade dos valores obtidos segundo os regulamentos europeus num valor médio de 65% para as vigas mais esforçadas, tendendo a diminuir nas vigas menos esforçadas, como as da cobertura, onde a área de armaduras determinada segundo as normas europeias é 28% superior à obtida segundo o RSA.

Tabela 4.13. – Resumo do dimensionamento da armadura das vigas do edifício Costa Cabral.

EC8	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]									
Viga 1º piso (20x70)	12.0	3.3	9.9	14.5	3.3	14.6	11.4	3.3	14.5	
	6.4	3.3	10.2	7.2	3.3	6.0	8.3	3.3	5.1	
	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	
	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	1-yx	2-yx	1-yx	
Viga Cobertura (40x24)	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]									
	3.0	3.0	5.4	5.2	3.0	5.3	5.6	3.0	3.0	
	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.2	3.0	
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	
RSA	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> ]									
	7.4	3.3	5.7	10.0	3.3	7.9	6.7	3.3	11.0	
	3.7	3.3	5.7	4.3	3.3	3.4	4.8	3.3	3.3	
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	
Viga Cobertura (40x24)	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]									
	3.0	3.0	3.0	4.8	3.0	4.2	4.5	3.0	3.0	
	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.1	3.0	
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	

#### o Edifício de Avanca

Nos edifícios de Avanca e de Guimarães foram comparadas, em termos globais, as áreas de armadura obtidas segundo o RSA com a armadura de projecto verificando-se um bom ajuste dos resultados. Assim, para estes edifícios apresenta-se apenas a comparação entre dimensionamentos de projecto segundo as normas europeias e portuguesas, para o conjunto de pilares seleccionados.

Em ambos os edifícios recentes existe uma discrepância nos valores de área de armadura apresentados para os pisos enterrados, devido à consideração de apoios nos pisos até ao nível da superfície do solo, que traduz uma redução de esforços nessa zona, causando a diminuição da área de armadura nos pisos enterrados.

Nestas condições, apresentam-se na Tabela 4.14. os resultados obtidos para os pilares no edifício de Avanca.

Tabela 4.14. – Resumo do dimensionamento do edifício de Avanca.

Pilar	Piso	A [m <sup>2</sup> ]	Combinações de projecto		Combinação da acção sísmica			
			EC	RSA	EC8	RSA		
			Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb
<b>13</b> (canto)	<b>-1</b>	<b>0.21</b>	<b>18.9</b>	<b>11.5</b>	<b>18.9</b>	<b>1-xy</b>	<b>12.3</b>	<b>2-yx</b>
	rdc	0.21	88.1	52.3	27.3	1-xy	14.7	2-xy
	1	0.14	48.3	33.3	15.4	1-x	7.3	2-xy
	2	0.14	38.7	36.2	19.1	1-x	11.9	2-x
	3	0.14	38.0	22.4	19.7	1-x	10.2	2-xy
18 (canto)	-1	0.18	16.2	9.6	10.5	1-xy	5.4	2-xy
	rdc	0.18	60.0	52.3	19.2	1-xy	10.6	2-yx
	1	0.12	40.0	36.0	17.4	1-xy	12.4	2-yx
	2	0.12	40.1	36.1	19.1	1-xy	10.6	2-yx
	3	0.12	31.2	30.8	18.5	1-xy	10.4	2-xy
26 (canto)	-1	0.18	6.8	6.7	12.6	1-xy	7.4	2-xy
	rdc	0.18	57.8	42.0	14.6	1-xy	7.4	2-xy
	1	0.12	47.3	41.2	13.7	1-xy	7.2	2-x
	2	0.12	45.4	39.3	19.1	1-xy	13.6	2-x
	3	0.12	25.7	21.5	15.5	1-xy	9.8	2-xy
30 (canto)	-1	0.21	19.9	7.7	12.5	1-xy	7.3	2-yx
	rdc	0.21	104.5	68.2	15.6	1-xy	7.5	2-yx
	1	0.18	72.3	53.2	16.3	1-xy	8.2	2-x
	2	0.15	58.7	41.0	21.2	1-xy	14.5	2-xy
	3	0.12	31.5	27.8	17.0	1-xy	12.6	2-xy
22 (intermédio)	-1	0.21	17.7	12.3	6.3	2-yx	5.4	2-xy
	rdc	0.18	107.4	74.0	18.2	1-xy	8.4	2-yx
	1	0.18	84.0	52.2	13.7	1-xy	9.9	2-xy
	2	0.15	70.3	45.4	24.1	1-xy	12.4	2-xy
	3	0.15	62.0	42.2	25.7	1-xy	15.6	2-xy
	4	0.08	11.8	8.8	6.4	1-yx	5.1	2-yx
23 (intermédio)	-1	0.21	6.3	6.3	6.3	2-yx	5.4	2-xy
	rdc	0.10	57.2	35.0	7.8	1-yx	3	2-yx
	1	0.10	58.7	41.4	10.5	1-xy	4.4	2-yx
	2	0.08	44.5	32.4	9.9	1-xy	4.4	2-yx
	3	0.08	40.0	21.7	12.1	1-yx	6.8	2-yx
	4	0.08	14.7	11.0	6.6	1-yx	4.1	2-yx

Para este edifício verifica-se uma diferença de área de armadura de 40% entre o dimensionamento de projecto efectuado segundo as normas europeias em relação ao dimensionamento de projecto segundo

o RSA. As combinações de acções condicionantes continuam a ser as que contabilizam a acção do vento nas suas direcções principais. No caso específico do dimensionamento para a combinação da acção sísmica as diferenças entre regulamentos apontam para uma discrepância de área de armadura de 76%.

No caso das vigas estes valores diminuem consideravelmente, para diferenças de 16% entre a armadura longitudinal obtida segundo o EC8 e a obtida segundo o RSA no primeiro piso e de 6% na cobertura (Tabela 4.15.). Estes valores justificam-se porque a armadura inferior e também a superior, no caso da viga da cobertura, tende para o valor de armadura mínima ao longo de todo o desenvolvimento da viga, baixando a percentagem das diferenças entre regulamentos.

Tabela 4.15. – Resumo do dimensionamento da armadura das vigas do edifício de Avanca.

EC8	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]											
Viga 1º piso (25x55)	8.8	2.0	8.9	4.8	2.0	2.1	2.2	2.0	4.7	8.1	2.0	8.0
	2.0	5.3	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	4.9	2.0
	1-xy	2-yx	1-xy	1-xy	2-yx	1-xy	1-xy	2-yx	1-xy	1-xy	2-yx	1-xy
	2-yx	1-xy	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	1-xy	2-yx
Viga Cobertura (30x50)	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]											
	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx
RSA	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> ]											
	6.2	1.9	6.5	3.2	1.9	1.9	1.9	1.9	3.1	6.8	1.9	6.2
	1.9	4.2	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	3.9	1.9
	2-xy	2-yx	2-xy	2-yx	2-yx	2-xy	2-yx	2-yx	2-xy	2-xy	2-yx	2-xy
Viga Cobertura (30x50)	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]											
	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx
Viga Cobertura (30x50)	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx

#### o Edifício de Guimarães

No edifício de Guimarães as diferenças obtidas entre regulamentos para o dimensionamento de projecto da área de armadura longitudinal, nos pilares considerados, continuam a ser condicionadas pela acção do vento, apresentando valores, em média, 48% superiores no caso do dimensionamento segundo a regulamentação europeia em relação à área determinada segundo o RSA (Tabela 4.16.). Este valor é superior ao do edifício de Avanca devido ao seu maior desenvolvimento em altura, o que traduz um agravamento maior da acção do vento segundo as normas europeias do que segundo a regulamentação portuguesa.

Tabela 4.16. – Resumo do dimensionamento do edifício de Guimarães.

Pilar	Piso	A [m <sup>2</sup> ]	Combinações de projecto		Combinação da acção sísmica			
			EC	RSA	EC8	RSA		
			Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb	Asl (SAP) [cm <sup>2</sup> ]	Comb
7 (canto)	-2	0.10	2.3	2.3	2.3	2-y	2.30	2-yx
	-1	0.10	14.5	9.7	2.3	1-xy	2.30	2-yx
	rdc	0.08	48.6	31.2	9.1	1-xy	4.10	2-xy
	1	0.08	40.2	28.5	7.1	1-xy	2.30	2-yy
	2	0.08	34.6	22.5	9.2	1-xy	4.20	2-xy
	3	0.08	28.6	16.8	8.6	1-xy	2.30	2-yx
	4	0.08	40.2	27.9	12.4	1-xy	6.20	2-xy
11 (canto)	-2	0.10	2.3	2.3	2.3	2-y	2.30	2-yx
	-1	0.10	14.3	11.4	2.3	2-y	2.30	2-yx
	rdc	0.08	47.1	35.2	9.3	1-xy	4.30	2-xy
	1	0.08	38.9	29.2	7.2	1-xy	2.40	2-xy
	2	0.08	32.4	22.9	8.1	1-xy	3.20	2-xy
	3	0.08	24.6	16.9	7.7	1-xy	3.00	2-xy
	4	0.08	29.3	23.5	10.2	1-xy	4.90	2-xy
20 (canto)	-2	0.13	3.8	3.8	3.8	2-y	3.80	2-yx
	-1	0.13	8.2	5.4	3.8	2-y	3.80	2-yx
	rdc	0.10	50.5	33.4	8.9	1-xy	4.00	2-yx
	1	0.08	42.8	28.1	8.8	1-xy	4.00	2-yx
	2	0.08	31.2	20.3	8.3	1-xy	3.50	2-xy
	3	0.08	27.1	19.0	9.4	1-xy	5.70	2-xy
	4	0.08	23.0	17.1	9.0	1-xy	4.00	2-xy
	5	0.08	22.5	18.8	8.3	1-xy	3.90	2-xy
24 (canto)	-2	0.13	13.6	9.5	3.8	2-y	3.80	2-yx
	-1	0.13	39.1	22.8	3.8	2-y	3.80	2-yx
	rdc	0.13	80.7	46.2	13.4	1-xy	7.80	2-xy
	1	0.10	49.2	29.1	9.0	1-xy	5.00	2-xy
	2	0.10	52.3	31.0	12.8	1-xy	6.50	2-xy
	3	0.08	32.9	21.3	9.7	1-xy	5.00	2-xy
	4	0.08	28.2	20.9	10.2	1-xy	5.40	2-xy
	5	0.08	26.4	19.0	11.2	1-xy	6.40	2-xy
18 (intermédio)	-2	0.08	20.5	13.1	3.1	1-xy	2.90	2-xy
	-1	0.08	17.8	9.8	2.6	1-xy	2.40	2-xy
	rdc	0.08	42.0	26.1	5.3	1-xy	3.30	2-xy
	1	0.08	36.3	24.5	6.5	1-xy	3.90	2-xy
	2	0.08	41.6	25.2	7.4	1-xy	4.80	2-xy
	3	0.08	43.7	25.5	10.2	1-xy	6.40	2-xy
	4	0.08	38.7	22.5	12.2	1-xy	7.60	2-xy
13 (intermédio)	-2	0.10	17.6	16.0	3.2	1-xy	3.00	2-xy
	-1	0.10	16.2	13.3	3.0	2-y	2.30	2-yx
	rdc	0.10	57.6	46.3	6.9	1-xy	3.00	2-xy
	1	0.08	41.2	30.2	6.3	1-xy	3.00	2-xy
	2	0.08	41.8	29.5	8.3	1-xy	3.60	2-xy
	3	0.08	43.4	30.0	11.2	1-xy	6.20	2-xy

No dimensionamento dos pilares para a combinação da acção sísmica, a diferença entre regulamentos conduz a um valor médio de 50% de mais área de aço no caso da adopção das normas europeias em substituição do RSA (Tabela 4.16.). O valor das diferenças entre regulamentos é menor no edifício de Guimarães do que no edifício de Avanca uma vez que a estrutura apresenta menores valores de esforços, o que significa que a área de armadura é mais próxima da área de armadura mínima diminuindo assim as diferenças entre os valores apontados por ambos os regulamentos.

No caso das vigas verifica-se, novamente, que para solicitações menores maiores são as semelhanças entre as áreas de armadura exigidas pelos dois regulamentos, apresentando segundo as normas europeias áreas 45% superiores às obtidas segundo o RSA, para o primeiro piso e 25% superiores na viga da cobertura (Tabela 4.17.).

Tabela 4.17. – Resumo do dimensionamento da armadura das vigas do edifício de Guimarães.

EC8	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]								
Viga 1º piso (20x70)	3.4	1.3	2.2	2.8	1.3	4.0	4.0	1.3	4.7
	1.3	1.3	1.5	1.7	1.3	3.0	3.0	1.3	2.6
	1-yx	2-y	1-yx	1-yx	2-y	1-yx	1-yx	2-y	1-yx
	2-y	2-y	2-y	1-yx	2-y	1-yx	1-yx	2-y	1-yx
	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]								
Viga Cobertura (40x24)	1.3	1.3	1.7	2.2	1.3	2.7	2.6	1.3	1.6
	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	2-y	2-y	2-y	1-yx	2-y	1-yx	1-yx	2-y	1-yx
	2-y	2-y	2-y	2-y	2-y	2-y	2-y	2-y	2-y
RSA	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> ]								
Viga 1º piso (20x70)	2.4	1.3	1.3	2.2	1.3	3	2.9	1.3	3
	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	2.1	2	1.3	1.6
	2-xy	2-yx	2-xy	2-xy	2-yx	2-xy	2-xy	2-yx	2-xy
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx
	Armadura longitudinal [cm <sup>2</sup> /m]								
Viga Cobertura (40x24)	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	2.2	2.2	1.3	1.3
	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx
	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx	2-yx

#### o Resumo

Na Tabela 4.18. esquematizam-se os resultados obtidos para o dimensionamento de armadura nos casos de estudos. Assim, apresentam-se: *i*) a percentagem de área de armadura existente em relação à área de armadura requerida, para o dimensionamento de projecto efectuado segundo as normas europeias para os edifícios Parnaso e Costa Cabral; *ii*) a diferença de área de armadura segundo dimensionamento de projecto efectuado com regulamento europeu em comparação com o regulamento português; *iii*) a diferença de áreas de armadura obtidas no dimensionamento dos pilares apenas para a combinação da acção sísmica segundo as normas europeias em relação ao RSA; *iv*) a diferença entre áreas de armadura obtidas, no dimensionamento das vigas do primeiro piso, segundo as normas europeias comparativamente com as obtidas segundo o RSA; e *v*) a mesma relação descrita na alínea anterior para as vigas da cobertura.

Tabela 4.18. – Tabela resumo dos resultados obtidos para o dimensionamento de armadura segundo as normas europeias e o RSA [%].

Edifício	Dimensionamento de projecto		Dimensionamento da acção sísmica	
	Pilares	Pilares iii)	Vigas iv)	Vigas v)
Parnaso	11 i)	65	30	15
Costa Cabral	8 i)	63	65	28
Avanca	40 ii)	75	16	6
Guimarães	48 ii)	50	45	25

#### 4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A quantificação dos efeitos da acção sísmica por espectros de resposta segundo os regulamentos europeu e português apresenta, para os casos estudados, valores de frequências semelhantes, sendo as ligeiras diferenças entre os resultados obtidos segundo ambos os regulamentos são função da quantificação da massa que considera  $\psi_{E,i}$  segundo as normas europeias e  $\psi_{2,i}$  segundo o RSA.

A localização das frequências de cada caso de estudo no espectro de resposta de projecto de cada regulamento permite desde logo identificar grandes diferenças entre valores de aceleração espectral obtida segundo o EC8 em relação à obtida segundo o RSA.

As maiores diferenças dos valores das acelerações espectrais obtidas, na direcção  $x$  e  $y$ , surgem para o cenário de acção sísmica próxima, no caso dos edifícios Parnaso e Costa Cabral e para o cenário de acção sísmica afastada, no caso dos edifícios de Avanca e de Guimarães. Desta forma, conclui-se que para maiores valores de frequência os espectros previstos no EC8 e no RSA, relativos à acção sísmica próxima são mais próximos do que os espectros relativos à acção sísmica afastada. Esta avaliação em termos de acelerações espectrais é condicionante nos parâmetros determinados relativamente à acção sísmica.

Para os casos estudados, a determinação dos efeitos da acção sísmica, relativa à combinação de acção desta, apresenta resultados superiores segundo o EC8 do que os obtidos segundo o RSA. Estes valores são da ordem de 100% para o corte basal, de 60% no esforço de corte dos pilares avaliados e de 60% armadura longitudinal aferida para os pilares. A discrepância entre resultados obtidos segundo os regulamentos aplicados tem uma elevada participação do artifício apontado por cada regulamento para ter em conta, neste tipo de análise, a não linearidade dos materiais que compõem a estrutura. A não consideração do coeficiente de comportamento referido nos regulamentos europeu e português dissolve grande parte das diferenças descritas, como foi verificado na sub-secção 4.6.1.

As diferenças apontadas entre regulamentos da ordem de 20% para os deslocamentos e respectivos deslocamentos entre pisos justificam-se uma vez que estes parâmetros não contabilizam os coeficientes de comportamento. Segundo a análise efectuada, os valores obtidos para os edifícios da década se cinquenta apresentam elevados deslocamentos e deslocamentos relativos entre alguns pisos que, ainda que estes últimos sejam de carácter indicativo, recomendam uma análise mais precisa (como a análise dinâmica não linear) e eventuais intervenções de reforço a nível estrutural.

O dimensionamento para as combinações de projecto efectuado para os edifícios mais antigos, segundo as normas europeias, aponta, igualmente, para uma forte necessidade de reforço estrutural, uma vez que, mediante as áreas de armadura obtidas, se verifica que a área de armadura existente é aproximadamente 10% da área requerida. No entanto, é de notar que, para estes edifícios a acção de projecto condicionante foi a acção do vento, considerada nas suas direcções principais.

5

## ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

## 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é efectuado o estudo dos efeitos da acção sísmica segundo uma análise dinâmica não linear, com base na regulamentação europeia, para dois casos de estudo, nomeadamente, para o edifício Costa Cabral e para o edifício de Avanca, visando a comparação com a análise por espectros de resposta que considera a não linearidade dos materiais apenas com recurso aos coeficientes de comportamento regulamentados.

É apresentado o modelo de cálculo utilizado, são descritos os aspectos considerados na modelação e na determinação do comportamento não linear das secções e são definidas as acções.

Nesta análise pretende-se obter resultados comparáveis aos avaliados no Capítulo 4 segundo um método mais preciso. Desta forma, recorrendo a uma análise dinâmica não linear efectuada para dez sismos de cada cenário sísmico, são avaliados diversos efeitos, nomeadamente, as forças sísmicas, os deslocamentos ao nível dos pisos e os respectivos *drifts*, dos quais se apresentam a média dos valores máximos obtidos em cada análise realizada. São ainda quantificadas as exigências de ductilidade de curvatura dos elementos de cada modelo.

## 5.2. MODELO DE COMPORTAMENTO MATERIAL

O modelo de comportamento material subjacente ao programa de cálculo automático utilizado na análise dinâmica não linear material – *VisualANL versão 3* – permite simular o comportamento não linear de elementos de betão armado (pilares e vigas) sujeitos a um carregamento repetido e alternado, com a possibilidade de representar a degradação de rigidez com a deformação, a degradação de rigidez após inversão do carregamento, a degradação de resistência e o efeito de aperto (Fig. 5.1.).

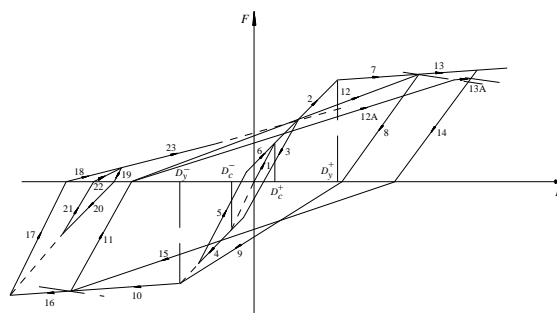


Fig. 5.1. – Regras de histerese associadas ao modelo não linear em flexão (Varum, 1996).



O comportamento histerético é definido através de uma curva tri-linear de comportamento do material a partir de uma curva no sentido positivo e outra no sentido negativo, o que permite reproduzir distintos comportamentos nos dois sentidos de flexão (Fig. 5.2.).

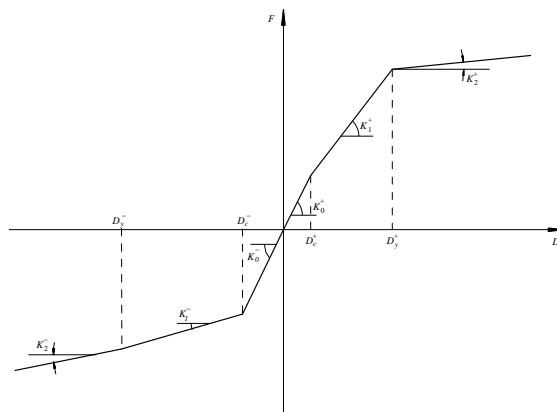


Fig. 5.2. – Curva base de comportamento (tri-linear para cada sentido) (Varum, 1996).

Este modelo considera as deformações inelásticas concentradas nas extremidades do elemento, numa determinada extensão (designada de comprimento de rótula plástica) e comportamento elástico linear entre estas (Fig. 5.3.).

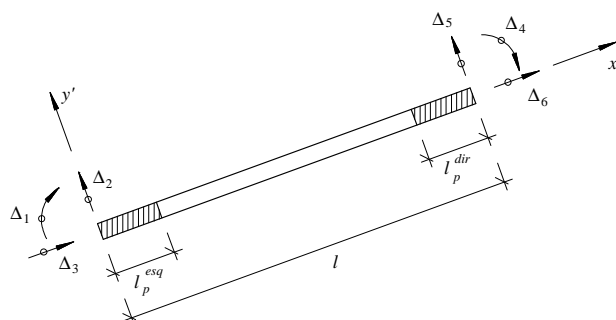


Fig. 5.3 – Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996).

### 5.3. ASPECTOS GERAIS DA MODELAÇÃO ESTRUTURAL

### 5.3.1. MODELOS GLOBAIS DAS ESTRUTURAS

A modelação do comportamento estrutural dos casos de estudo compreendeu a definição das estruturas por pórticos nas suas direcções principais ( $x$  e  $y$ ) ligados entre si por bielas rígidas (Fig. 5.4.).

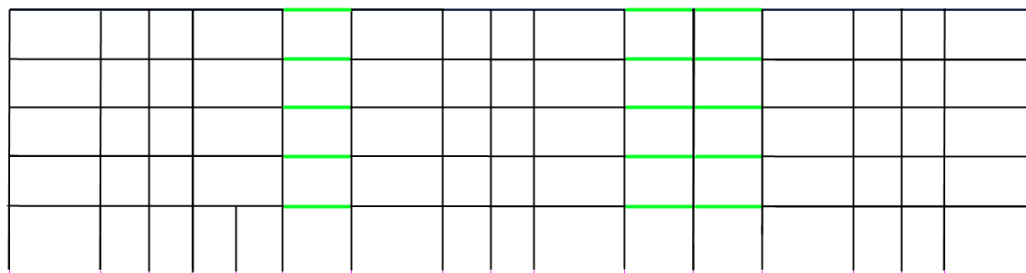


Fig. 5.4. – Modelo exemplo de pórticos ligados por bielas rígidas.

Consideraram-se os materiais especificados nas memórias de cálculo, nomeadamente, um betão C16/20 e um aço A235, no edifício Costa Cabral e um betão C20/25 e um aço A400 no edifício de Avanca, em termos de valores médios.

A modelação do edifício Costa Cabral na direcção  $y$  foi realizada com metade dos seus elementos tirando partido da simetria estrutural nesta direcção. Esta simplificação é tida em conta na apresentação dos resultados obtidos por esta análise, pelo que, os resultados apresentados são relativos a toda a estrutura.

Na modelação do edifício de Avanca não foram representadas as vigas inclinadas existentes ao nível da cobertura, tendo sido consideradas apenas como massa ao nível do último piso e em cargas pontuais nos pilares, igualmente, do último piso representado neste modelo.

Na modelação de ambos os edifícios foi considerado o travamento do tecto do piso enterrado, mantendo a coerência possível com os modelos avaliados no Capítulo 4.

### 5.3.2. DEFINIÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS SECÇÕES

Conforme o descrito na secção 5.2 cada elemento apresenta comportamento linear na zona central e não linear nas extremidades representando as zonas inelásticas do elemento. Este comportamento é caracterizado pela curva tri-linear momento-curvatura da secção média do elemento, onde o primeiro troço representa a rigidez inicial não fendilhada da secção de betão, o segundo representa a rigidez após fendilhação do betão e o terceiro a rigidez pós-cedência da armadura (Varum, 1996).

Para as secções não lineares associadas a cada elemento foi utilizado o programa TRILIN (Arêde *et al*, 1996) que define a curva de comportamento para cada secção a partir das características geométricas, localização das armaduras e das propriedades mecânicas de cada material. Assim, mediante o apresentado no projecto de cada edifício, caracterizou-se o comportamento não linear de cada elemento do modelo plano em ambas as direcções.

Na determinação das curvas de comportamento dos elementos estruturais do edifício Costa Cabral (Fig. 5.5. e 5.6.) foi considerado o comprimento das rótulas plásticas igual a meia altura da secção dos elementos (Varum, 2003). No edifício de Avanca (Fig. 5.7. e 5.8.), por ser um edifício mais recente, este comprimento foi considerado igual a meia altura da secção, no caso dos pilares e igual à altura da secção, no caso das vigas. Ainda no edifício de Avanca, a modelação da caixa de elevadores em termos não lineares foi feita através de uma secção equivalente em  $T$  e devidos cuidados adicionais na consideração da armadura.

A zona central, de comportamento linear, foi definida conforme a geometria dos elementos apresentado nos respectivos projectos, tendo a modelação da caixa de elevadores do edifício de Avanca sido realizada pela consideração de uma secção rectangular de área e inércia equivalentes às da secção real ligada aos restantes pórticos por bielas rígidas.

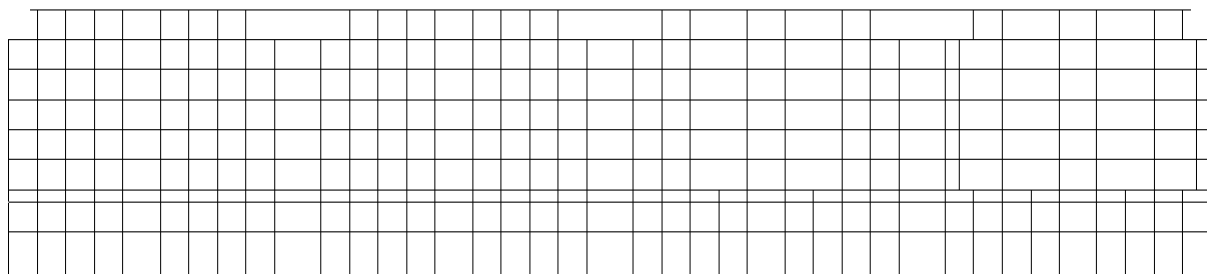


Fig. 5.5. – Modelo do edifício Costa Cabral segundo a direcção x.



Fig. 5.6. – Modelo do edifício Costa Cabral segundo a direcção y.

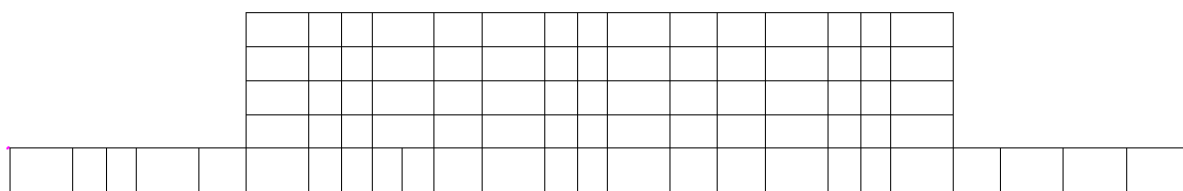


Fig. 5.7. – Modelo do edifício de Avanca segundo a direcção x.

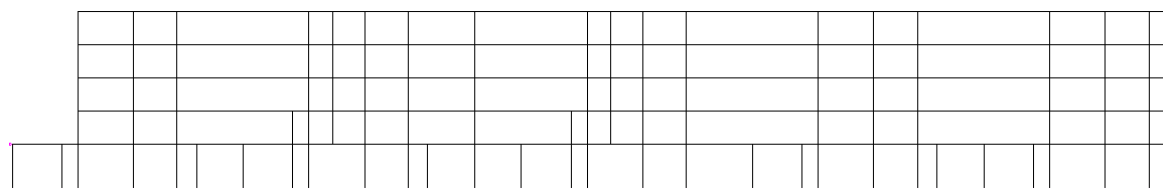


Fig. 5.8. – Modelo do edifício de Avanca segundo a direcção y.

#### 5.4. DEFINIÇÃO DA CARGA ESTÁTICA, MASSA E AMORTECIMENTO

Nas análises efectuadas foram consideradas cargas verticais distribuídas nas vigas representando a solicitação desta correspondente a sua área de influência na combinação quase-permanente. As cargas contabilizadas nos casos de estudo são as descritas na secção 4.2, aplicadas de acordo com a combinação de acções quase-permanente definida pelas normas europeias:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.1.)$$

onde os coeficientes  $\psi_2$  dependem do tipo de utilização e se encontram definidos no EC0 (EC0, 2001).

A massa considerada nos modelos foi simulada admitindo que esta se encontra concentrada ao nível dos pisos e distribuída uniformemente nas vigas. Em cada piso, foi considerada a massa associada às cargas permanentes e o valor quase-permanente das sobrecargas, apresentados no Capítulo 4.

Na análise dinâmica efectuada foi assumido um amortecimento linear de Rayleigh, adoptando, para os dois primeiros modos de vibração, um coeficiente de amortecimento viscoso de 5% como é tido em conta na análise por espectros de resposta do EC8 (EC8, 2003) e atendendo ao facto do modelo de análise não linear considerar o troço central de cada elemento em regime linear não fendilhado sem dissipação de energia.

#### 5.5. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Após a modelação do edifício definiram-se as secções lineares com o intuito de determinar as frequências e modos de vibração.

Assim, obtiveram-se os principais valores de frequências apresentados na Tabela 5.1.:

Tabela 5.1. – Principais frequências dos edifícios em estudo [Hz].

Edifícios	1ª Frequência	2ª Frequência
Costa Cabral – direcção x	0.69	1.25
Costa Cabral – direcção y	1.34	3.69
Avanca – direcção x	1.52	6.16
Avanca – direcção y	1.97	7.36

Estes valores de frequências obtidas com recurso ao software *VisualAnl* são comparáveis às frequências apresentadas no Capítulo 4 (Tabela 4.3.), cujas diferenças são de 5%, com a excepção do modelo do edifício de Avanca na direcção y que se afasta do valor de 2.38Hz obtido como a primeira frequência nesta direcção no modelo tridimensional. Esta diferença explica-se por se tratar de um modo de translação da direcção y que não é puro, incluindo, portanto, uma forte incidência dos efeitos de torção. Por esta razão, a direcção y do edifício de Avanca não é alvo de avaliação, uma vez que o objectivo de comparação de resultados estaria à partida comprometido.

Apresentam-se de seguida os modos de vibração correspondentes às frequências apresentadas na tabela 5.1. (Fig. 5.9. a Fig. 5.12.)

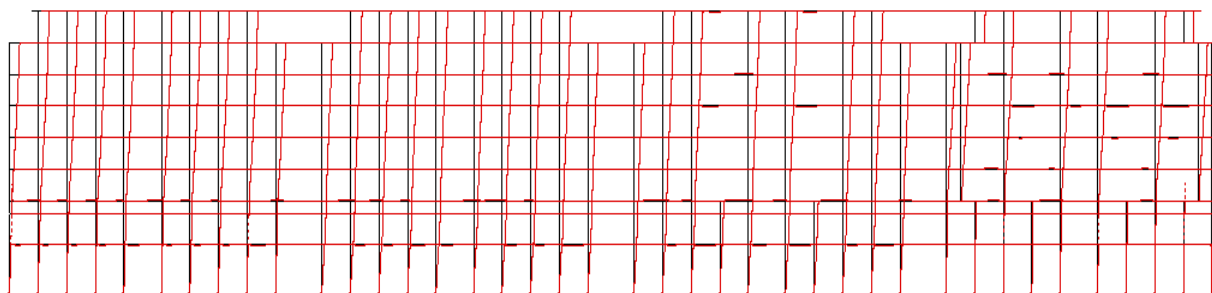


Fig. 5.9. – Primeiro modo do edifício Costa Cabral segundo a direcção x.

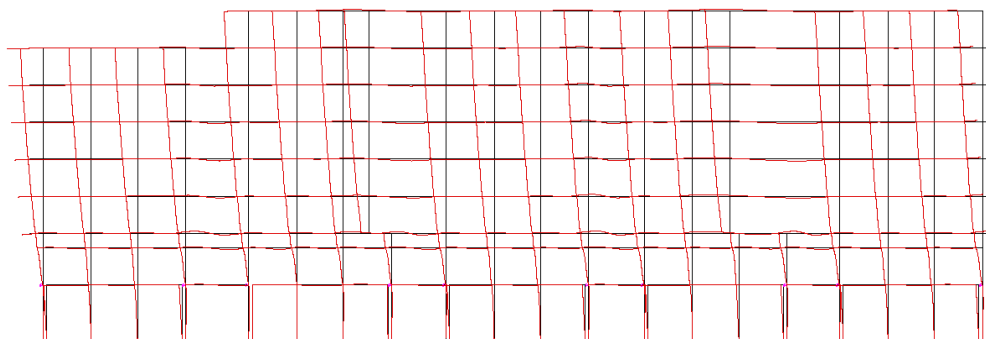


Fig. 5.10. – Primeiro modo do edifício Costa Cabral segundo a direcção y.

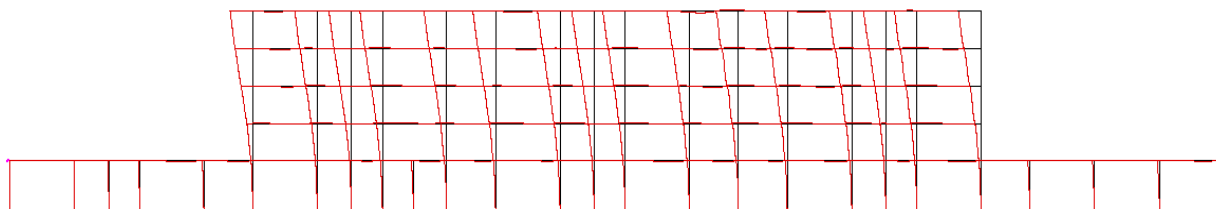


Fig. 5.11. – Primeiro modo do edifício de Avanca segundo a direcção x.

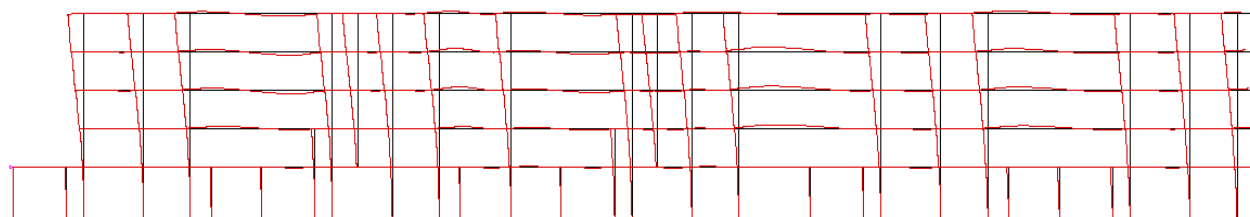


Fig. 5.12. – Primeiro modo do edifício de Avanca segundo a direcção y.

## 5.6. ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica foi definida com acelerogramas gerados artificialmente com recurso ao programa SIMQKE (Vanmarke *et al*, 1976) de forma a respeitar o espectro de resposta do EC8 para os casos em estudo. Assim, foram gerados dez sismos com duração de 10 segundos e dez sismos com duração de 30 segundos, respectivamente associados à acção sísmica próxima e afastada (Fig. 5.13.).

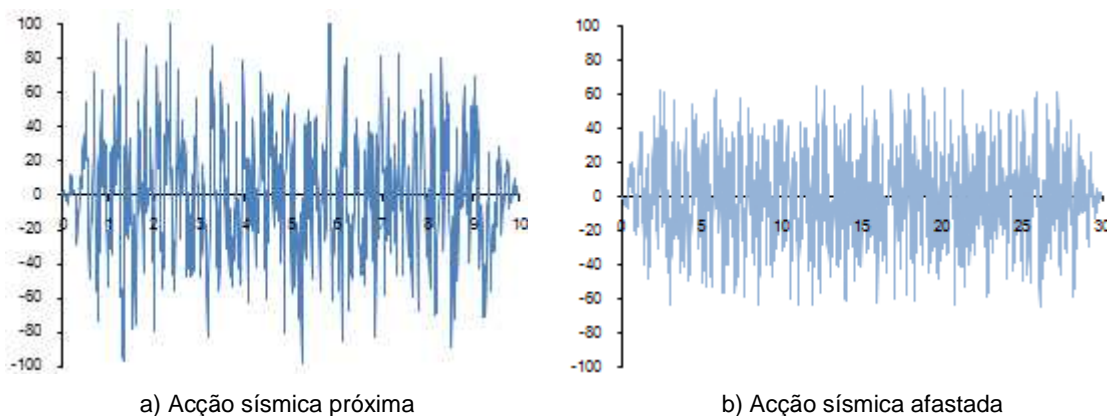


Fig. 5.13. – Aspecto dos acelerogramas.

A partir dos acelerogramas gerados para cada cenário sísmico obtém-se o espectro médio das séries de 10 segundos e 30 segundos apresentados na Fig. 5.14., onde também se representam o espectro do EC8 e a respectiva envolvente do espectro médio, para os cenários de acção sísmica próxima e afastada.

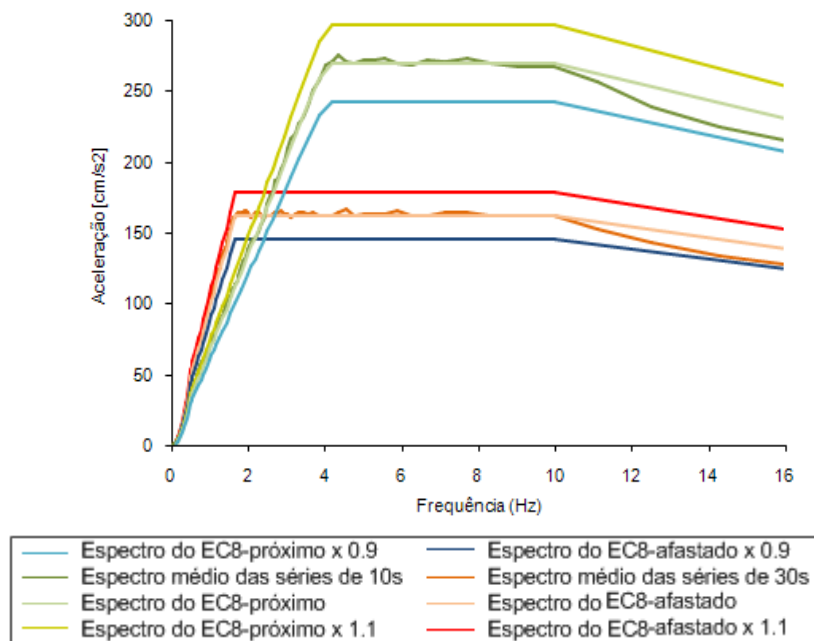


Fig. 5.14 – Espectro médio das séries próxima e afastada.

## 5.7. ANÁLISE DE RESULTADOS

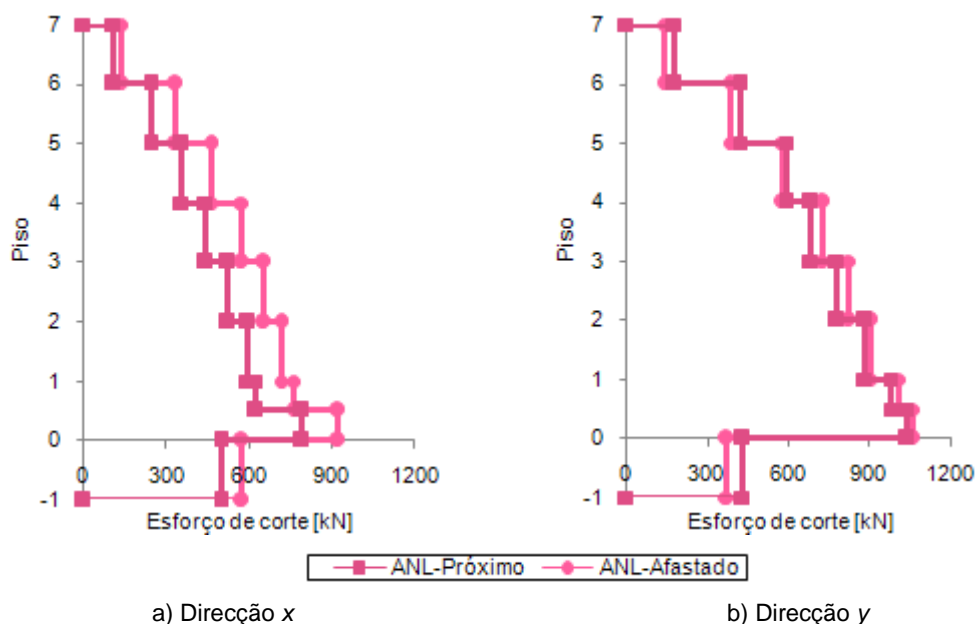
Esta análise de resultados debruça-se sobre os esforços de corte na base, os deslocamentos ao nível dos pisos e os respectivos *drifts* para a combinação de acções indicada na secção 5.4.

### 5.7.1. CORTE BASAL

O *software* utilizado permite a elaboração de perfis de corte ao nível dos pisos. Este valor representa o somatório do esforço de corte em cada pilar existente nesse piso, pelo que, o valor apresentado na base do modelo corresponde ao valor do corte basal.

#### o Costa Cabral

Na Fig. 5.15. apresenta-se o perfil de corte do modelo segundo a direcção  $x$  e  $y$  do edifício Costa Cabral para os cenários de acção sísmica próxima e afastada.



No edifício Costa Cabral as forças de corte basal obtidas foram de 791.14kN e 925.00kN, para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente, na direcção  $x$  e de 1039.33kN e 1065.38, para os mesmos cenários, segundo a direcção  $y$ . Tais valores são semelhantes aos obtidos na análise por espectros de resposta para ambos os cenários, na direcção  $x$  ( $F_x=858\text{kN}$  e  $F_x=1066\text{kN}$ ) e na direcção  $y$  ( $F_y=1028\text{kN}$  e  $F_y=1231\text{kN}$ ), sendo que o maior valor de força de corte basal se apresenta, segundo análise dinâmica não linear. Estes valores representam uma diferença média entre as análises dinâmica linear e por espectros de resposta de 3% e de 13%, para as acções sísmica próxima e afastada, respectivamente.

o Avanca

No modelo segundo a direcção  $x$  do edifício de Avanca, os esforços de corte obtidos na base da estrutura para os cenários de acção sísmica próxima e afastada são os apresentados na Fig. 5.16.

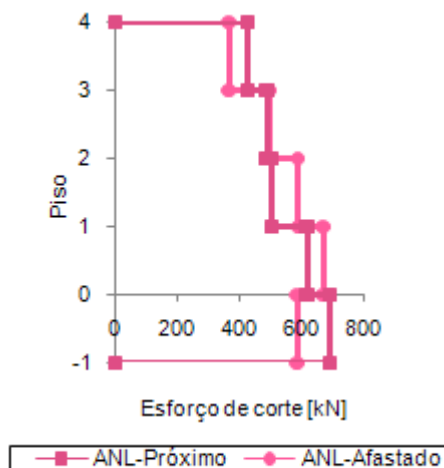


Fig. 5.16. – Perfil de corte por piso no edifício de Avanca segundo a direcção  $x$ .

O valor do corte basal segundo a direcção  $x$  obtido pela análise não linear realizada é de 621.58kN e de 675.10kN para a acção sísmica próxima e afastada, respectivamente. Estes valores aproximam-se dos obtidos para a análise por espectros de resposta, no entanto, com uma maior diferença entre os valores obtidos pelas duas análises do que no edifício Costa Cabral ( $F_x=716.03\text{kN}$  e  $972.80\text{kN}$ ), nomeadamente de 13% e de 31%, para a acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

#### 5.7.2. DESLOCAMENTOS

Foram determinados os deslocamentos ao nível de cada piso mediante a análise dinâmica não linear das estruturas. Estes valores são obtidos em módulo, pelo que, no edifício Costa Cabral, cujo perfil de deslocamentos denota a participação de um segundo modo que inverte o sentido do seu movimento, não é correcta uma comparação directa com os valores de deslocamentos máximos obtido segundo a análise por espectros de resposta.

o Costa Cabral

Assim, apresentam-se os valores obtidos segundo a análise dinâmica não linear para as direcções  $x$  e  $y$  do modelo do edifício Costa Cabral na Fig. 5.17.



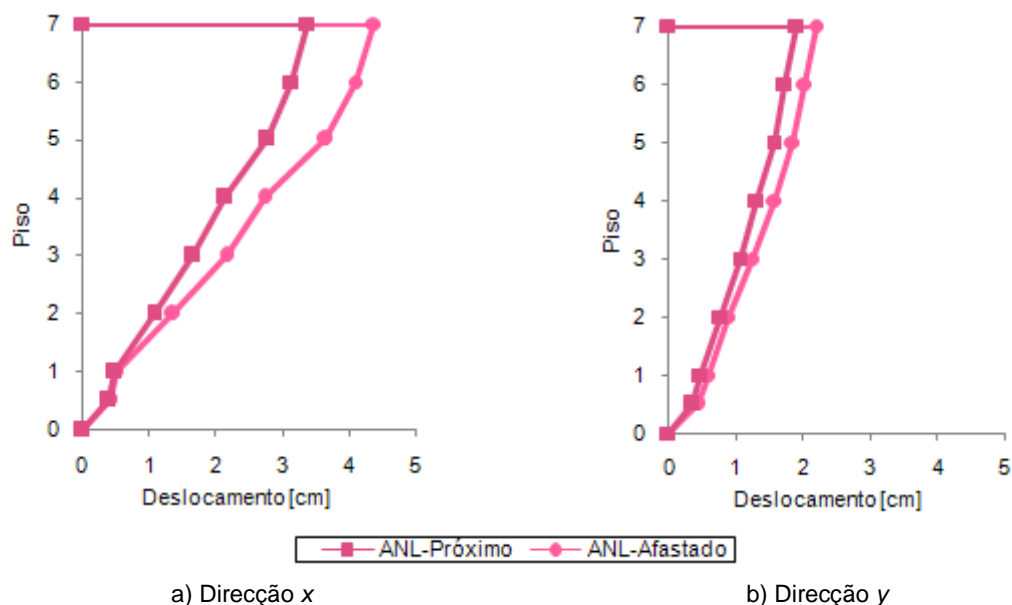


Fig. 5.17. – Perfil de deslocamentos no edifício Costa Cabral.

Os valores máximos obtidos para este edifício foram de 3.39cm e 4.37cm, para a acção sísmica próxima e afastada, segundo a direcção  $x$ . Na direcção  $y$  obtiveram-se valores máximos de deslocamentos de 1.89cm e 2.18cm para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente. Em termos globais, estes valores são comparáveis aos valores de deslocamento máximo de 3.67cm e de 5.26cm, segundo a direcção  $x$ , e de 2.12cm e 2.98cm, segundo a direcção  $y$ , obtidos na análise por espectros de resposta. Apresentando, assim, uma diferença média entre os resultados máximos obtidos segundo a análise dinâmica não linear e a análise por espectros de resposta de 10% e de 22%, segundo os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

#### o Avanca

O edifício de Avanca apresenta o seguinte perfil de deslocamentos segundo direcção  $x$  (Fig. 5.18.).

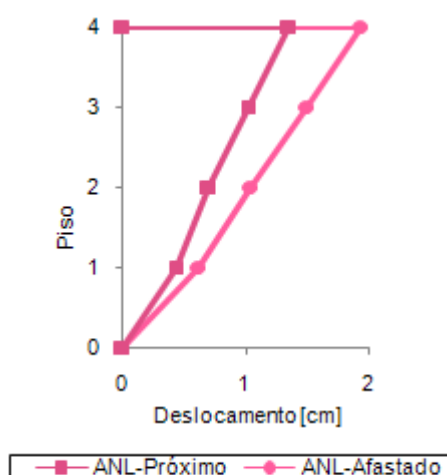


Fig. 5.18. – Perfil de deslocamentos no edifício de Avanca segundo a direcção  $x$ .

Segundo a análise dinâmica não linear, este edifício apresenta valores de deslocamento máximos de 1.36cm e 1.95cm, comparáveis aos valores de 1.29cm e 1.84cm obtidos na análise por espectros de resposta, para os cenários de acção sísmica próxima e afastada, respectivamente.

Comparando os valores de deslocamento máximo com os obtidos pela análise espectral verifica-se que a análise não linear apresenta valores superiores (6%) aos obtidos segundo a análise por espectros de resposta, no edifício Costa Cabral, em ambas as direcções e o valores ligeiramente superiores do que os obtidos no Capítulo 4, no edifício de Avanca, o que pode ser influenciado pela simplificação tida na modelação, onde se optou por não representar as vigas inclinadas da cobertura.

### 5.7.3. DRIFTS

Os valores de *drift* apresentados foram determinados a partir da diferença entre deslocamentos de pisos sucessivos para instante de cada análise dinâmica.

#### o Costa Cabral

De seguida, apresentam-se os valores de *drift* obtidos segundo a análise dinâmica não linear para as direcções *x* (Fig. 5.19.a) e *y* (Fig. 5.19.b) e respectivos valores homónimos obtidos segundo a análise espectral para ambos os cenários da acção sísmica, para o edifício Costa Cabral.

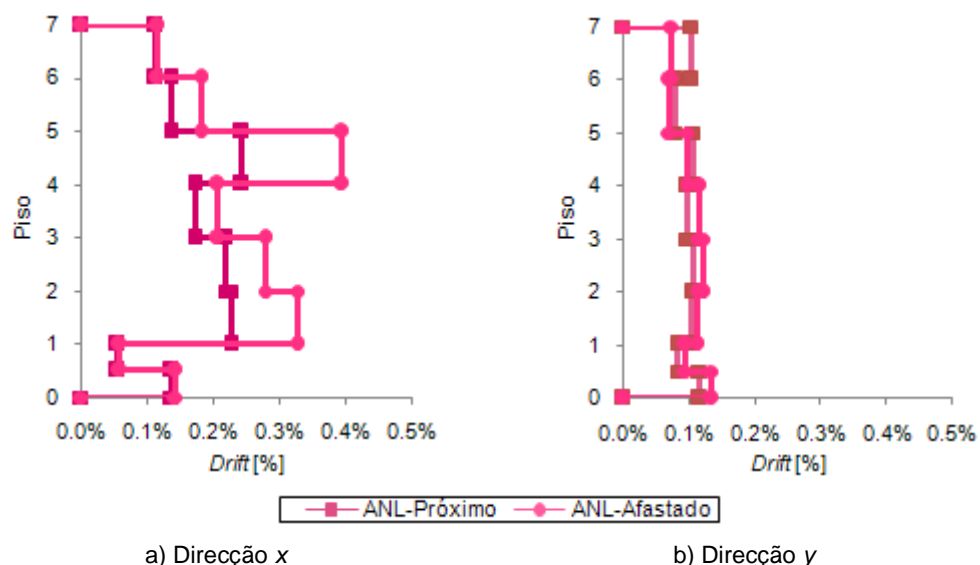


Fig. 5.19. – Perfil de *drifts* no edifício Costa Cabral.

No edifício Costa Cabral, os valores máximos de *drift* obtidos segundo a análise dinâmica não linear verificam-se, essencialmente, segundo a acção sísmica afastada, atingindo um valor máximo de 0.39% e 0.13% nas direcções *x* e *y*, respectivamente. Em termos globais, os valores apresentados são muito inferiores aos valores indicativos de *drift* da análise espectral, não apresentando picos valores entre o segundo e terceiro pisos.

o Avanca

No edifício de Avanca obtiveram-se os valores de drifts máximos para a direcção x apresentados graficamente na Fig. 5.20:

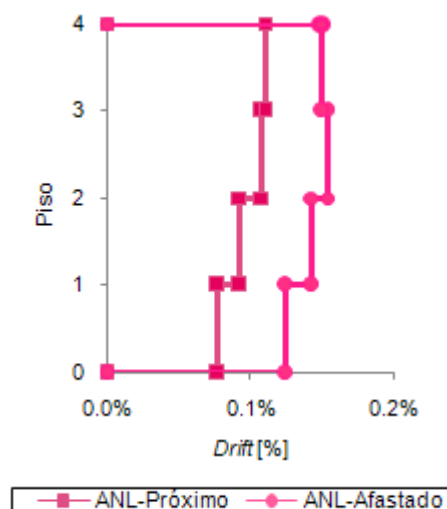


Fig. 5.20. – Perfil de *drifts* no edifício de Avanca segundo a direcção x.

O edifício de Avanca apresenta um valor de *drift* máximo de 0.15%, segundo a acção sísmica afastada. Este valor é inferior ao *drift* indicativo da análise por espectros de resposta (0.20%).

O EC8 apresenta uma verificação de serviço que limita o valor do deslocamento relativo entre pisos a 1.0%, segundo o determinado pela expressão (2.16.) para edifícios correntes. Os valores de *drift* determinados segundo esta análise ficam aquém deste valor. Na análise por espectros de resposta, ainda que o valor de *drift* calculado seja indicativo, verifica-se que o limite regulamentar é ultrapassado apenas no cenário de acção sísmica afastada, na direcção x, do edifício Costa Cabral. O RSA não impõe um valor máximo de *drift*, no entanto, sugere que este não deve ultrapassar 1.5%, este valor não é ultrapassado em nenhum dos casos de ambas as análises efectuadas.

#### 5.7.4. EXIGÊNCIAS DE DUCTILIDADE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A análise não linear permite a consideração da diminuição da rigidez e da resistência da estrutura após a formação de rótulas plásticas nos seus elementos estruturais. Pretendendo analisar as exigências de ductilidade dos pilares e vigas de cada piso, determinou-se a relação entre o valor máximo de deformação atingida por cada elemento (à esquerda e à direita, sentido positivo e negativo) e a curvatura de cedência desse elemento. Valores entre 0 e 1 do factor ductilidade demonstram que o elemento não atingiu a cedência e valores superiores a 1 correspondem ao nível de exigência de ductilidade sobre o elemento.

Esta análise foi realizada para a análise dinâmica de maiores valores de *drift* e deslocamentos, para cada cenário da acção sísmica. Assim, apresentam-se os gráficos corte basal vs deslocamento de topo, para cada caso avaliado e a representação das exigências de ductilidade, permitindo um conhecimento mais realista do comportamento da estrutura.

o Costa Cabral

Nas Fig. 5.21. e 5.22. apresentam-se os gráficos corte basal vs deslocamento do edifício Costa Cabral nas direcções  $x$  e  $y$ . Nas Fig. 5.23. a 5.26. os valores de exigência de ductilidade dos elementos verticais e horizontais para a acção sísmica próxima e afastada, segundo as direcções  $x$  e  $y$ , respectivamente.

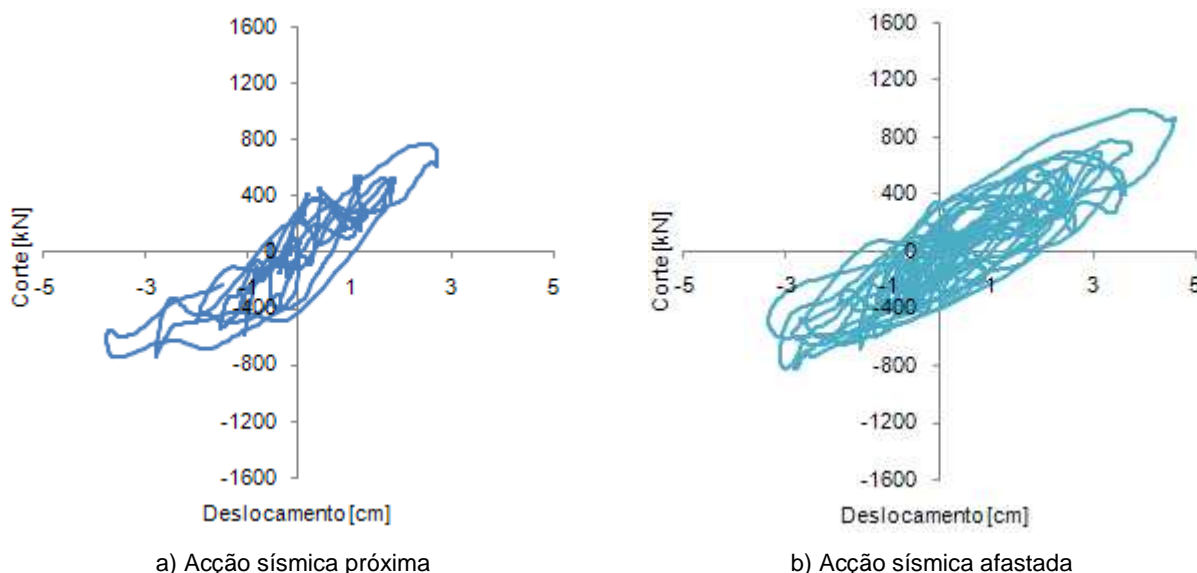


Fig. 5.21– Corte na base vs deslocamento de topo do edifício Costa Cabral segundo a direcção  $x$ .

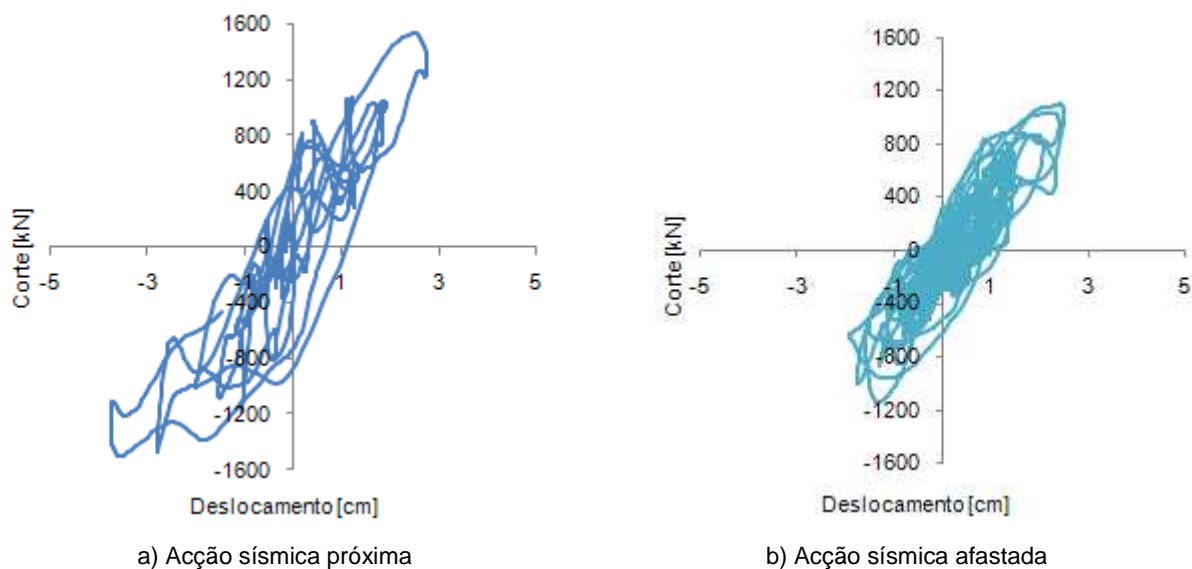


Fig. 5.22 – Corte na base vs deslocamento de topo do edifício Costa Cabral segundo a direcção  $y$ .

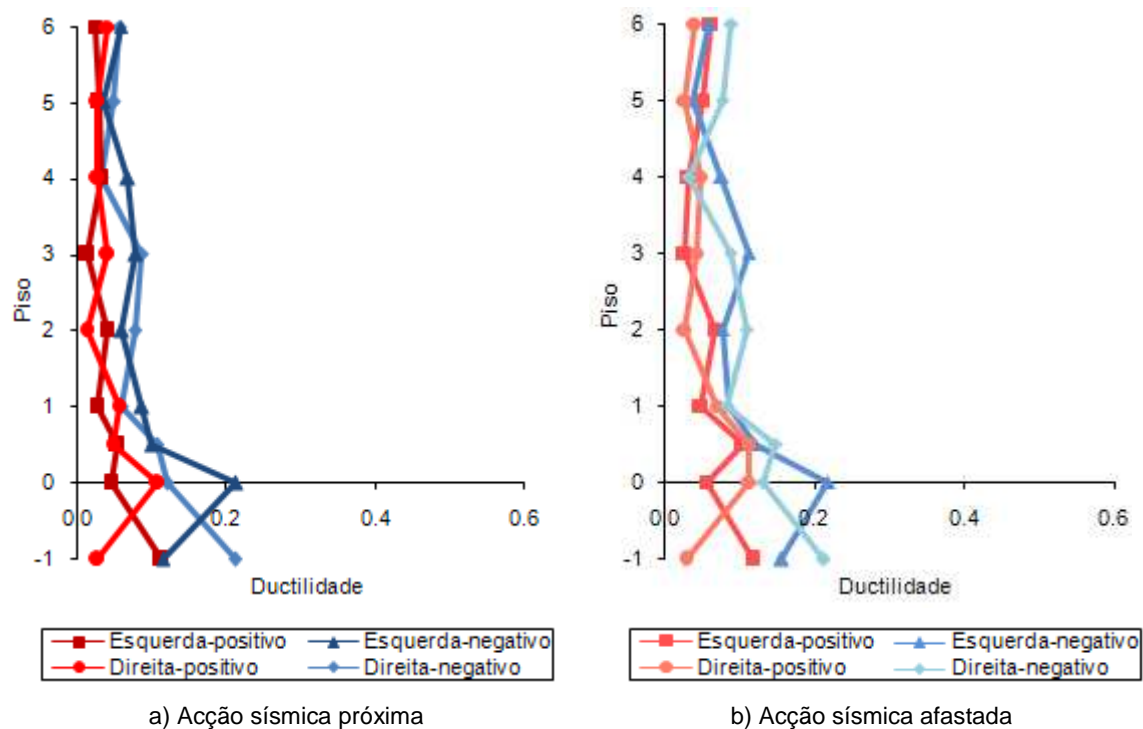


Fig. 5.23. – Exigência de ductilidade nos elementos resistentes verticais do edifício Costa Cabral segundo a direcção x.

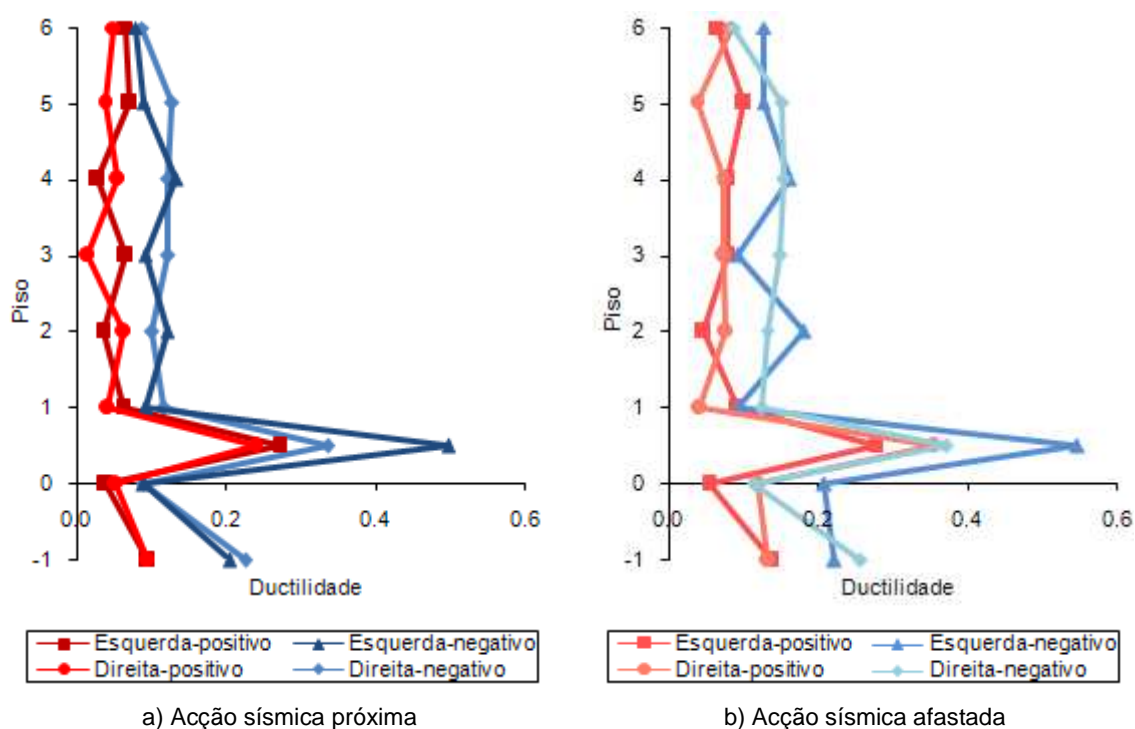


Fig. 5.24. – Exigência de ductilidade nos elementos resistentes horizontais do edifício Costa Cabral segundo a direcção x.

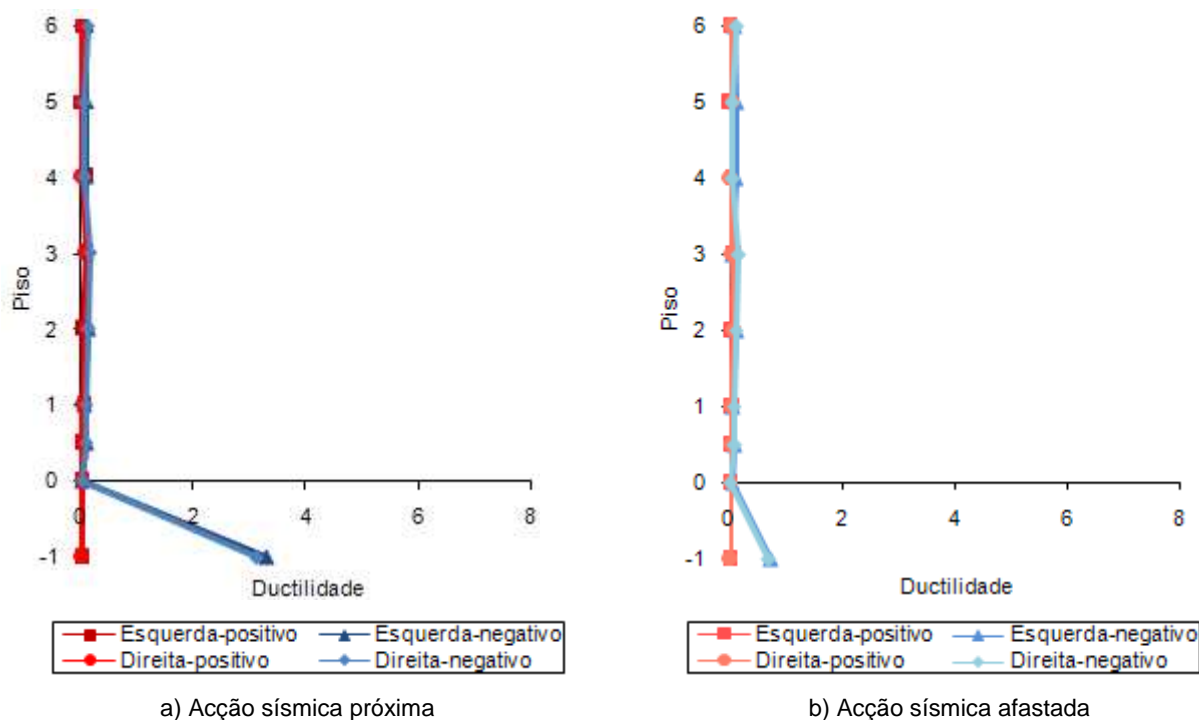


Fig. 5.25. – Exigência de ductilidade nos elementos resistentes verticais do edifício Costa Cabral segundo a direcção y.

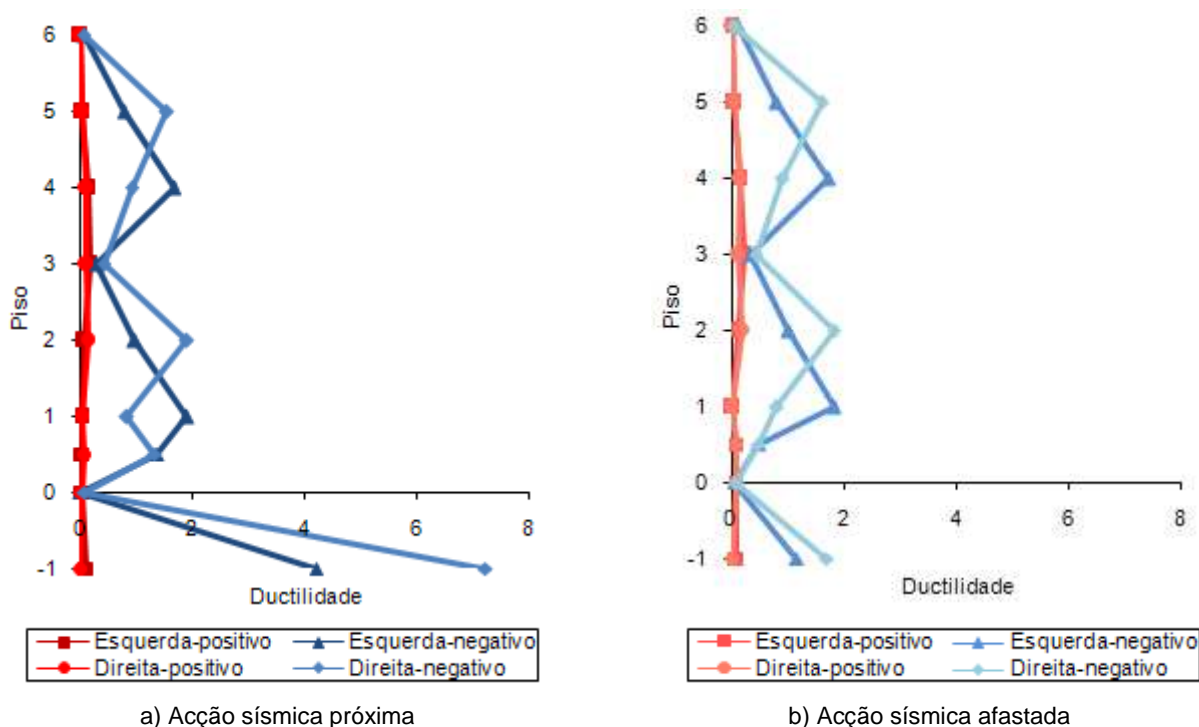


Fig. 5.26. – Exigência de ductilidade nos elementos resistentes horizontais do edifício Costa Cabral segundo a direcção y.

Segundo a direcção x do edifício Costa Cabral, verifica-se que os elementos resistentes não atingem a cedência, sendo a acção sísmica afastada responsável pelo maior valor de exigência de ductilidade dos

elementos. O maior valor encontrado nos elementos horizontais resistentes deste edifício corresponde ao sub-tecto do rés-do-chão.

A direcção dos pórticos resistentes, a direcção y, é a que apresenta incursões em regime não-linear mais significativas (como se pode ver na Fig 5.26.). Neste contexto, foram obtidos valores de exigência de ductilidade máximos, à esquerda e à direita negativos, para os pilares do piso -1, num valor de 3.3, segundo a acção sísmica próxima. Desta forma, os elementos resistentes horizontais apresentam, também, um valor médio acima da unidade em quase todos os pisos, para ambos os cenários sísmicos.

#### o Avanca

Na Fig. 5.27. apresentam-se os gráficos corte basal vs deslocamento do edifício de Avanca e nas Fig. 5.28. e 5.29. os seus valores de exigência de ductilidade dos elementos verticais e horizontais para a acção sísmica próxima e afastada, segundo a direcção x.

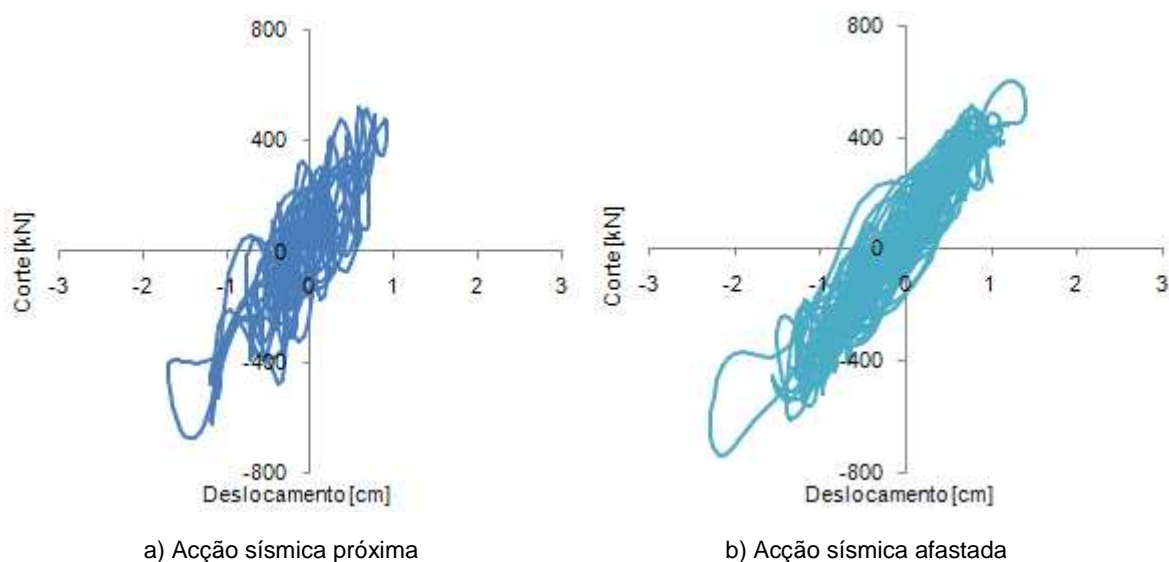


Fig. 5.27. – Corte na base vs deslocamento de topo do edifício de Avanca segundo a direcção x.

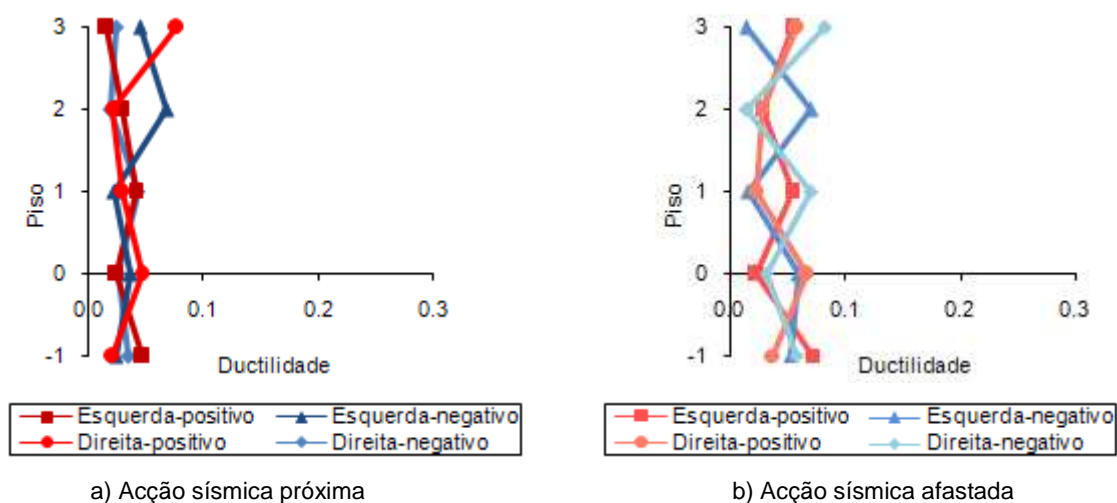


Fig. 5.28. – Exigência de ductilidade nos elementos resistentes verticais do edifício de Avanca segundo a direcção x.

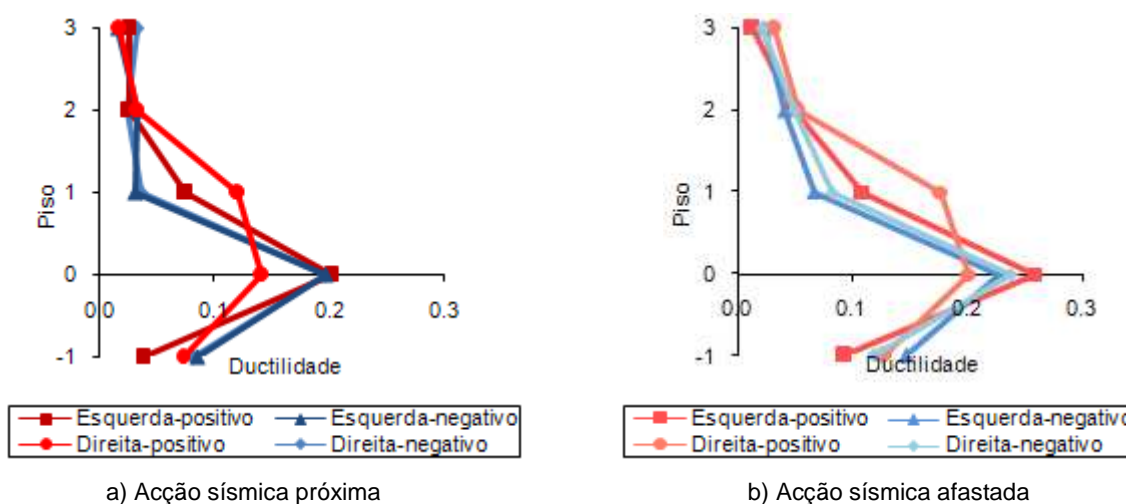


Fig. 5.29. – Exigência de ductilidade nos elementos resistentes horizontais do edifício de Avanca segundo a direcção x.

Como se pode ver pela Fig. 5.27., o edifício de Avanca não apresenta incursões em regime linear significativas. As secções de vigas e pilares não atingem valores limite da sua capacidade resistente. Os valores de ductilidade são maiores para o cenário sísmica afastado e são superiores no caso dos elementos resistentes horizontais.

Todos os edifícios avaliados apresentam maiores valores de exigência de ductilidade nos elementos horizontais. A não linearidade está, portanto, concentrada nas vigas tendo a estrutura um comportamento do tipo pilar forte – viga fraca.



## **5.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A análise dinâmica não linear é particularmente complexa para os edifícios mais recentes pela irregularidade em planta e em altura, que dificultam a definição por pórticos planos em duas direcções principais, necessários para a modelação associada a este estudo. Por esta razão, não foi viável a comparação de resultados para a direcção  $y$  do edifício de Avanca, uma vez que a primeira frequência obtida no modelo apresentava uma elevada diferença relativamente à primeira frequência associada a esta direcção obtida no modelo tridimensional. No caso do edifício Costa Cabral, nas suas direcções  $x$  e  $y$  e no de Avanca, na direcção  $x$ , os valores obtidos para a primeira frequência são semelhantes aos obtidos no Capítulo 4.

Nos resultados da acção sísmica avaliados, nomeadamente, nas forças de corte basal, nos deslocamentos e respectivos *drifts*, verifica-se que a análise por espectros de resposta é uma boa aproximação da determinação dos efeitos dinâmicos, tendo-se obtido resultados semelhantes nas duas análises, uma vez que apresenta, em termos médios, valores 8% inferiores aos obtidos segundo a análise espectral, para o edifício Costa Cabral, enquanto, para o edifício de Avanca, as obtiveram-se esforços de corte na base em média 22% inferiores e deslocamentos 6% superiores aos obtidos segundo a análise por espectros de resposta.

Finalmente, foi avaliada a exigência de ductilidade dos edifícios em estudo verificando-se incursões pouco significativas ao regime não linear, com a excepção da direcção  $y$  do edifício Costa Cabral que apresenta expressivos valores de ductilidade exigida. Para todos os casos, a exigência de ductilidade é maior nas vigas do que nos pilares, o que indica um comportamento do tipo pilar forte – viga fraca das estruturas avaliadas.

# 6

## CONCLUSÃO

### 6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é realizada uma síntese do trabalho elaborado, apontando-se os aspectos mais importantes. Apresentam-se as conclusões alcançadas no desenvolvimento do presente trabalho. Finalmente, no seguimento do trabalho iniciado nesta dissertação, enumeram-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

### 6.2. CONCLUSÕES GERAIS

O objectivo deste trabalho consistiu, essencialmente, no estudo do impacto da nova acção sísmica prevista na norma europeia que contempla o dimensionamento de estruturas em regiões sísmicas, o Eurocódigo 8, para edifícios na região Norte de Portugal. Este estudo englobou a comparação dos efeitos da acção sísmica, segundo uma análise por espectros de resposta, entre o preconizado no EC8 e na regulamentação portuguesa actualmente em vigor, vulgo RSA, para edifícios recentes e anteriores à regulamentação actual. Foram comparados valores de forças de corte na base, deslocamentos, *drifts*, esforços de corte nos pilares e áreas de armadura de dimensionamento. Posteriormente, foi efectuada uma análise dinâmica não linear, segundo o EC8, com o intuito de comparar os valores das forças de corte basal, dos deslocamentos e respectivos *drifts*, com os determinados segundo a análise por espectros de resposta.

A avaliação dos efeitos da acção sísmica, segundo uma análise por espectros de resposta, permitiu verificar que os valores dos parâmetros avaliados são mais elevados segundo o EC8 em comparação com os obtidos segundo o RSA.

Para os edifícios avaliados, os valores de corte basal obtidos segundo o EC8 são em média o dobro dos valores obtidos segundo o RSA e os valores dos esforços de corte nos pilares são em média 60% superiores a estes. Estas diferenças justificam-se essencialmente pela consideração regulamentar de coeficientes de comportamento de valores distintos (1.5, no caso do EC8 e 2.5, no caso do RSA), pela diferença entre as funções dos espectros de resposta elásticos e pela consideração de valores de  $\psi_{2,i}$  maiores segundo regulamentação europeia. As diferenças entre os valores de deslocamentos e *drifts* obtidos segundo o EC8 e segundo o RSA são menores, aproximadamente, 20%, uma vez que a influência dos coeficientes de comportamento não se faz sentir nestes parâmetros.

A análise dinâmica não linear realizada apresentou valores semelhantes aos determinados na análise por espectros de resposta. Para o edifício mais antigo esta análise apresenta valores em média 8% inferiores aos da análise por espectros de resposta, enquanto no que o edifício de Avanca os valores de esforço de corte basal obtidos segundo esta análise são em média 22% inferiores e no caso dos deslocamentos 6% superiores aos obtidos segundo análise espectral.

### **6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

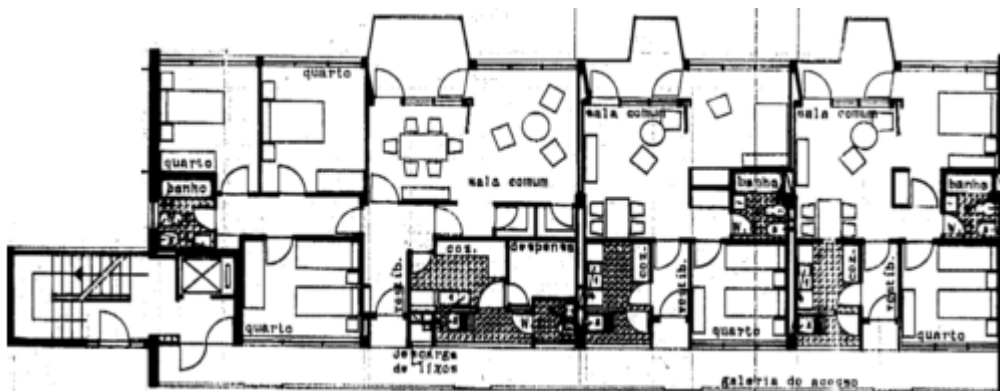
No seguimento do trabalho desenvolvido na presente dissertação sugere-se, como desenvolvimento futuro, a avaliação dos efeitos da nova acção sísmica preconizada no EC8 para:

- Edifícios noutras regiões do país, em particular nas zonas definidas com maior aceleração máxima de referência (Carvalho, 2007).
- Tipos de terreno diferentes do considerado, tirando partido do maior número de categorias definidas no EC8.

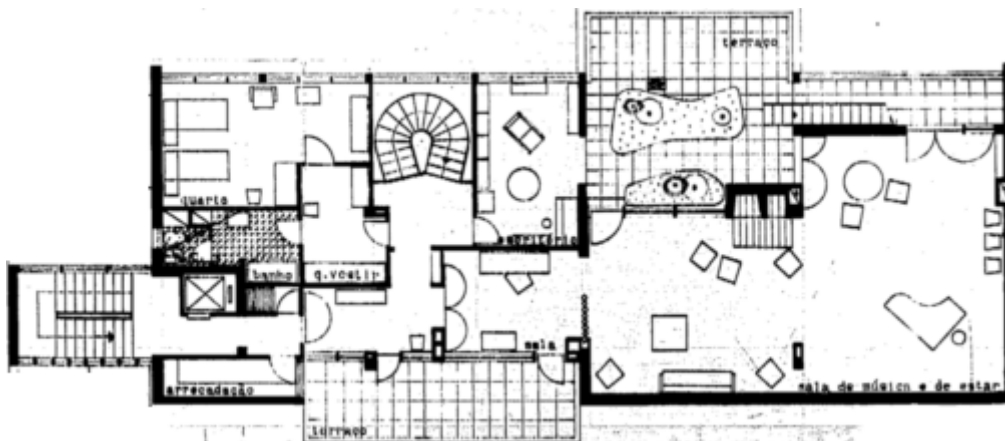
Seria, ainda, importante avaliar os efeitos da acção sísmica segundo o EC8, para a classe de ductilidade média,  $M$ , cujo coeficiente de comportamento toma o valor de 3.9, sendo bastante mais próximo do valor apontado para a classe comparável segundo a regulamentação portuguesa, a classe de ductilidade melhorada, cujo valor do coeficiente de comportamento é de 3.5.

## **ANEXO 1: Edifício Parnaso**

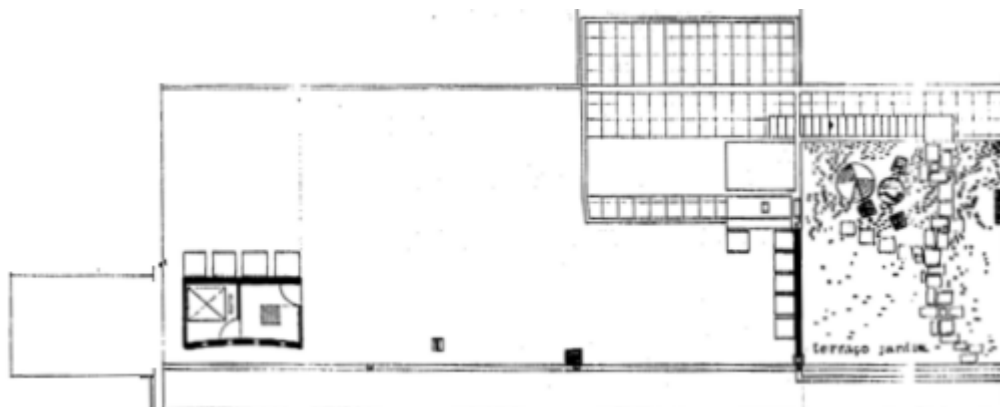
### Plantas de arquitectura



a) Planta do piso tipo.

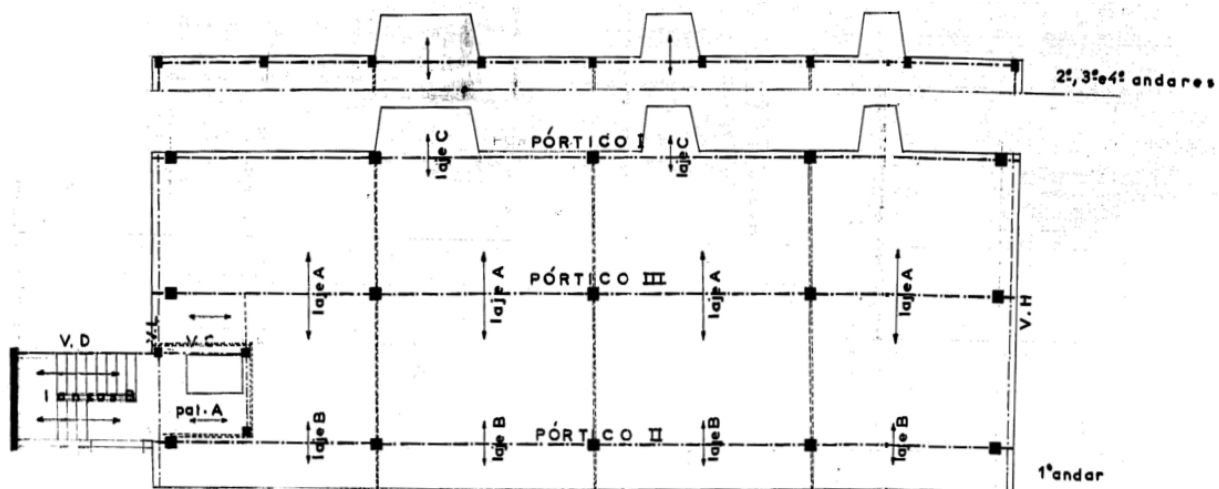


b) Planta do 6º piso.

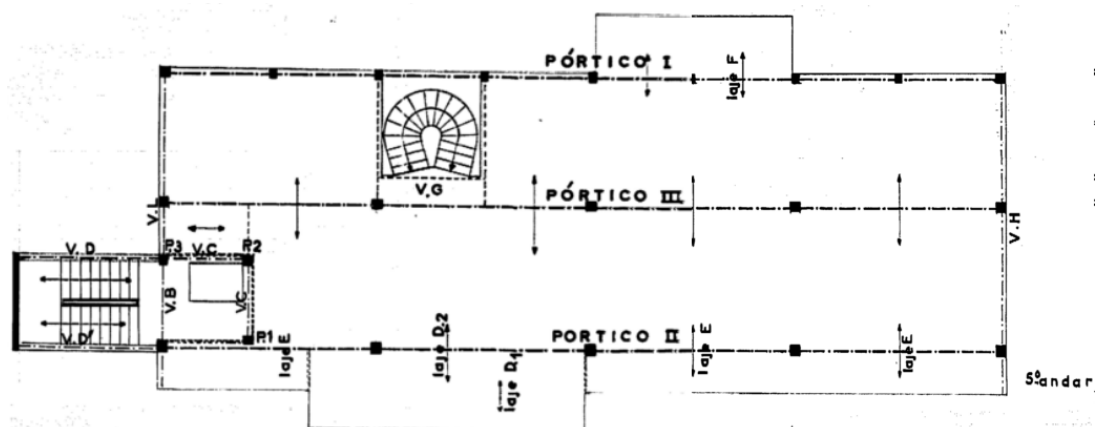


b) Planta da cobertura.

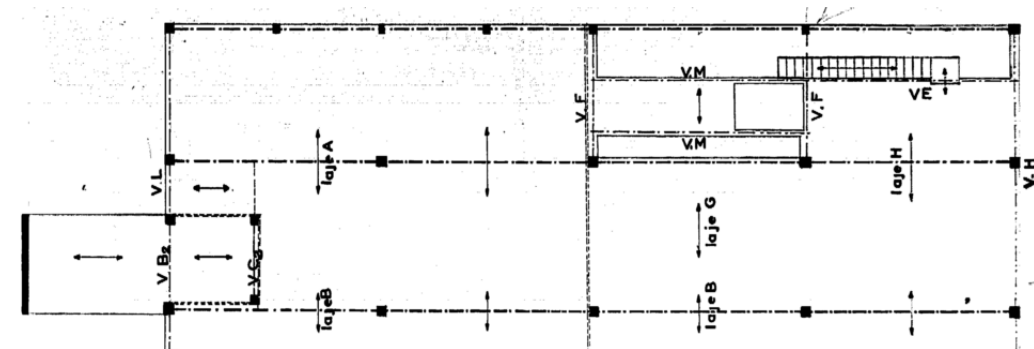
## Plantas estruturais



a) Planta estrutural do primeiro ao quarto andar



b) Planta estrutural do quinto andar

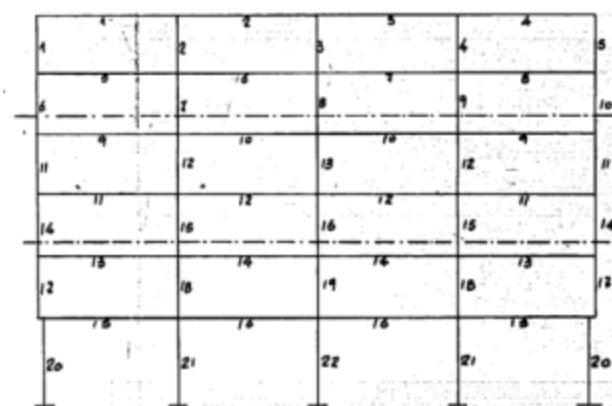


c) Planta estrutural da cobertura

## Pórticos



a) Pórtico I

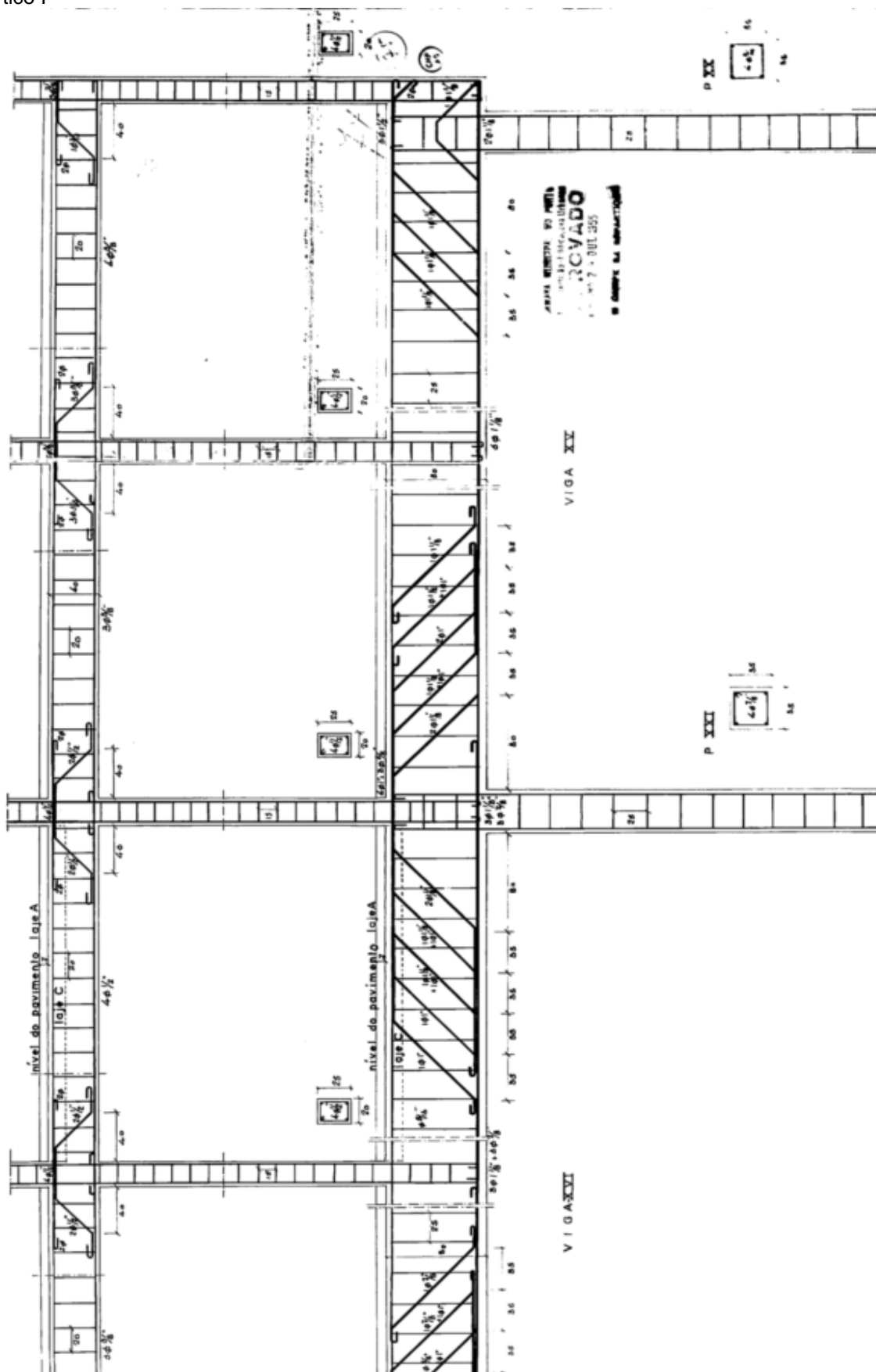


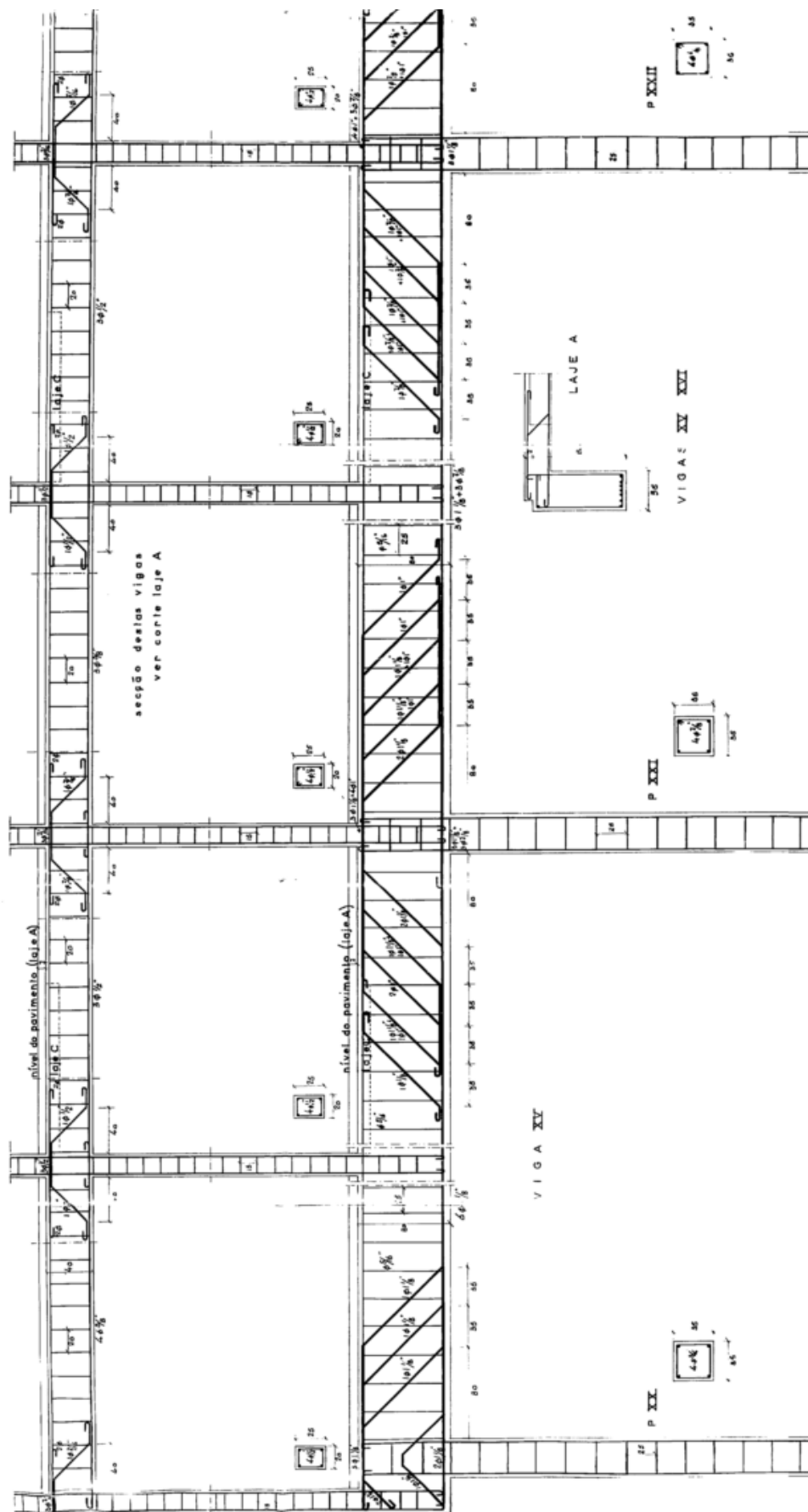
b) Pórtico II



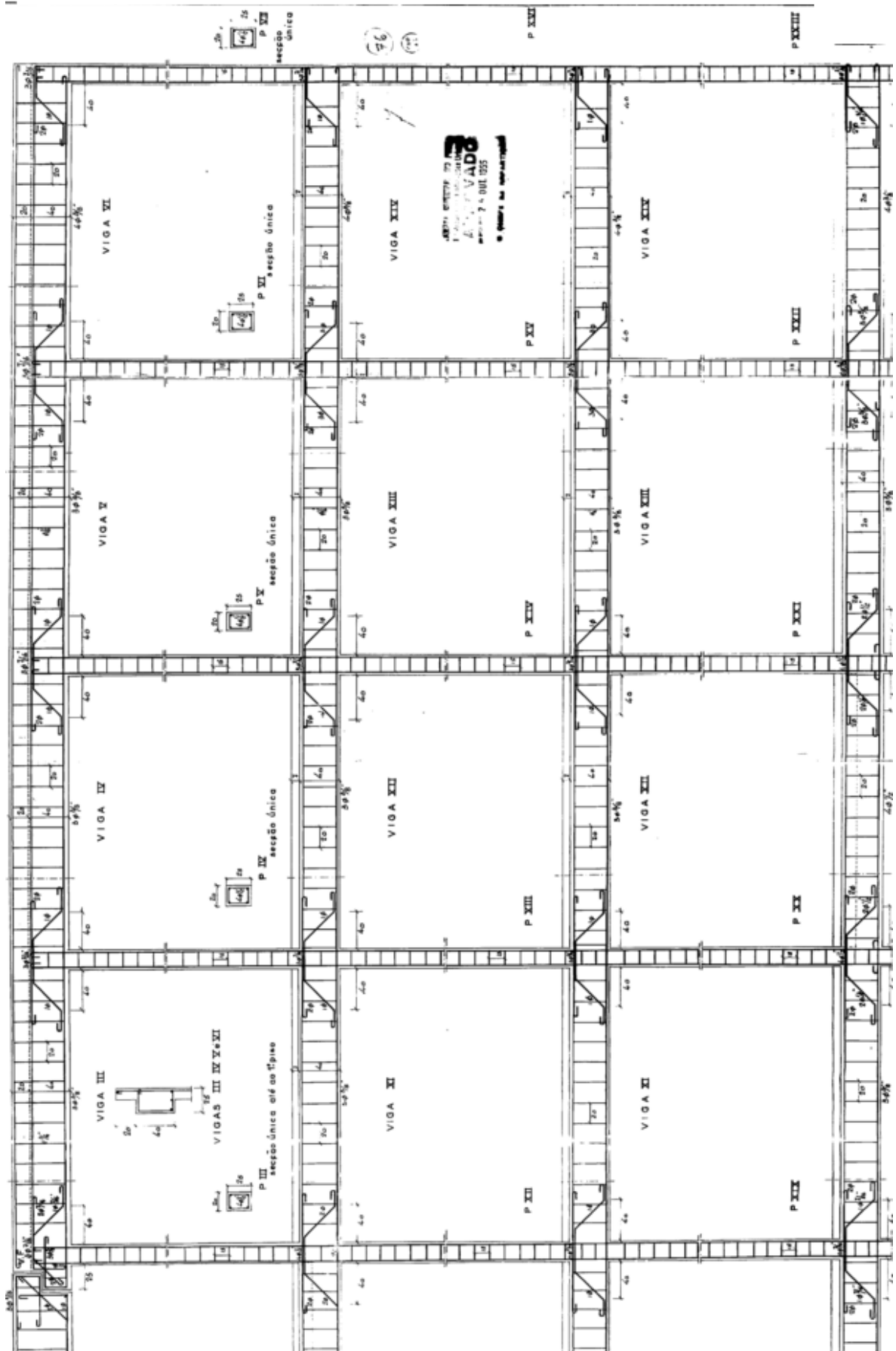
c) Pórtico III

Pórtico I



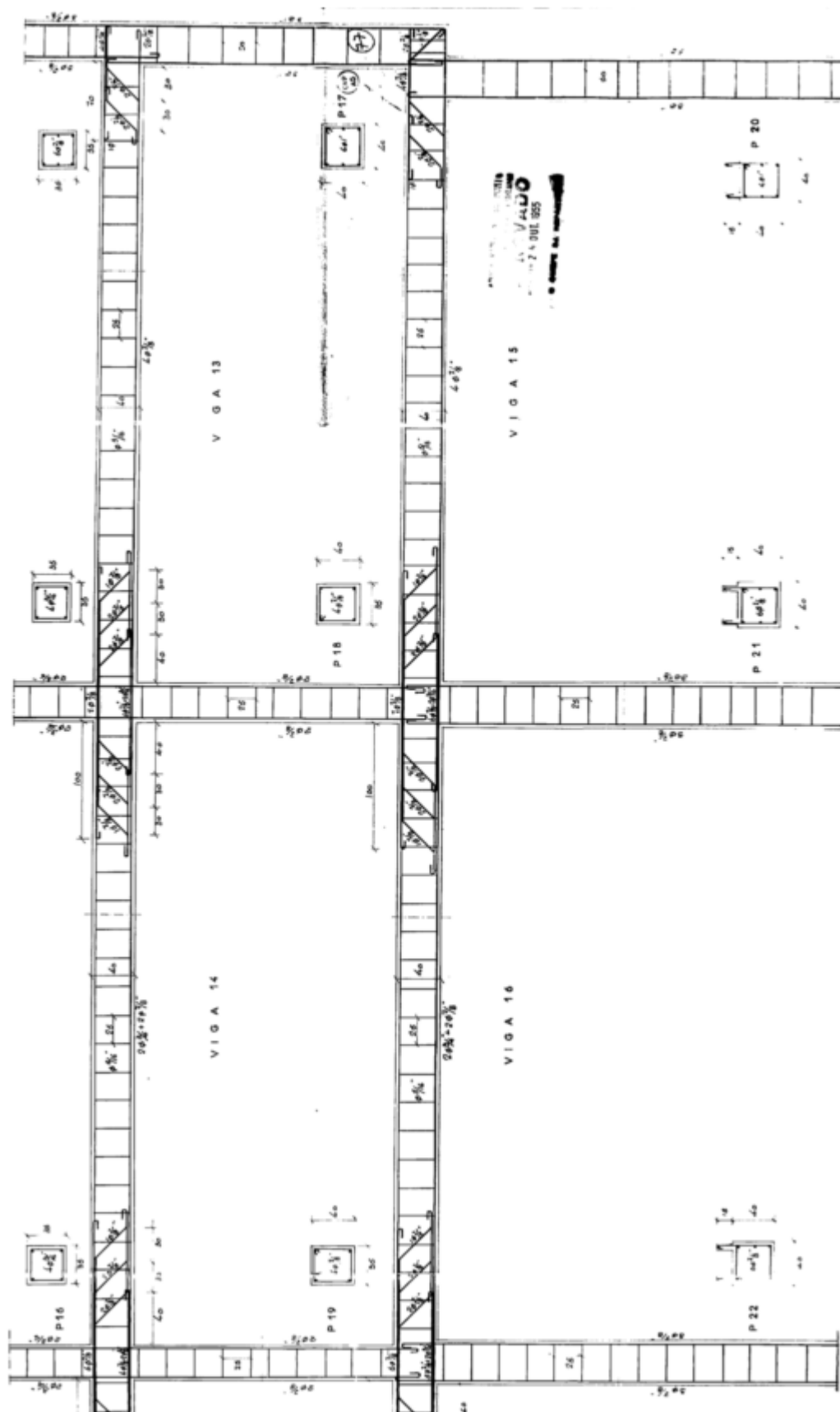


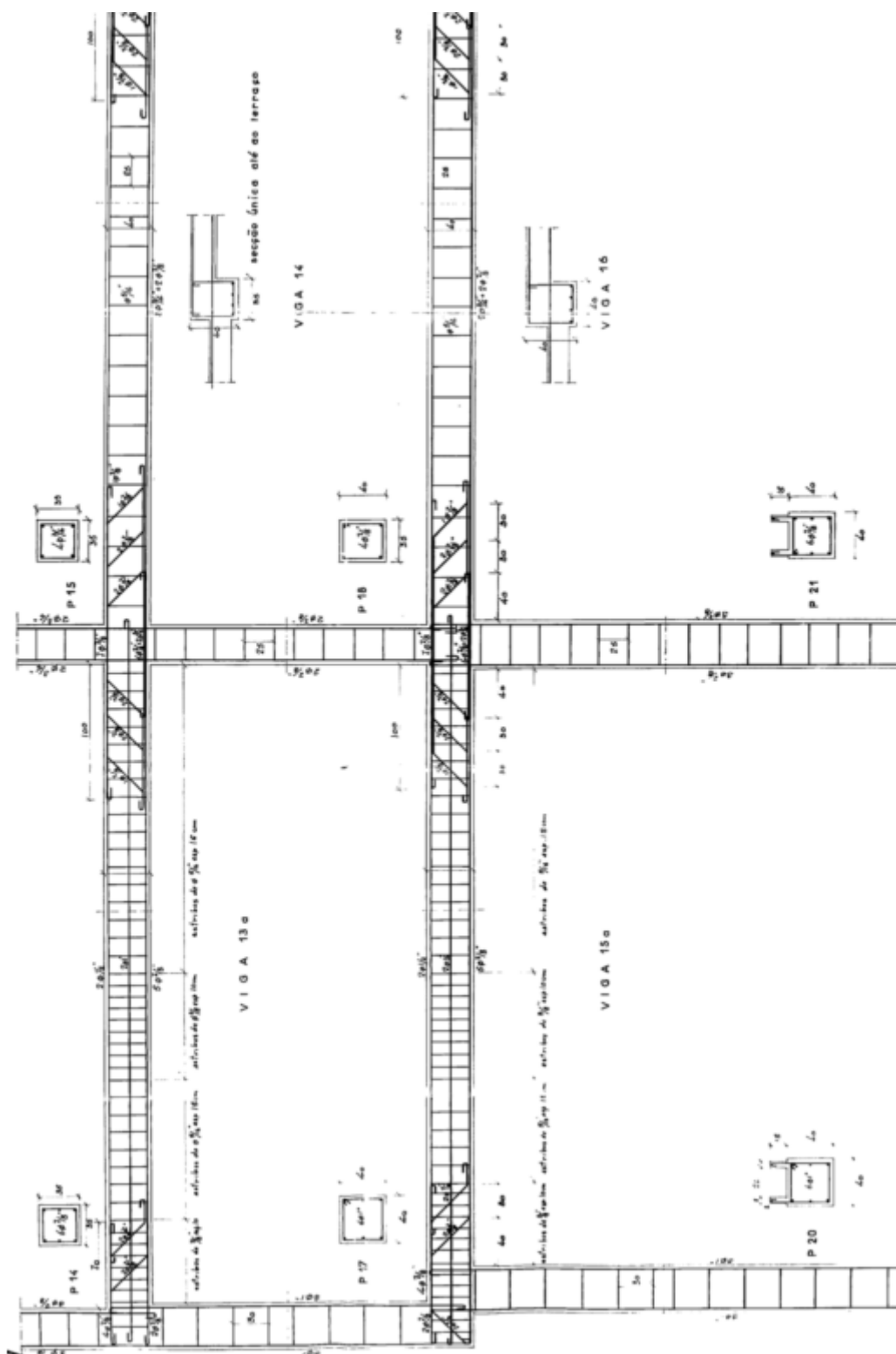


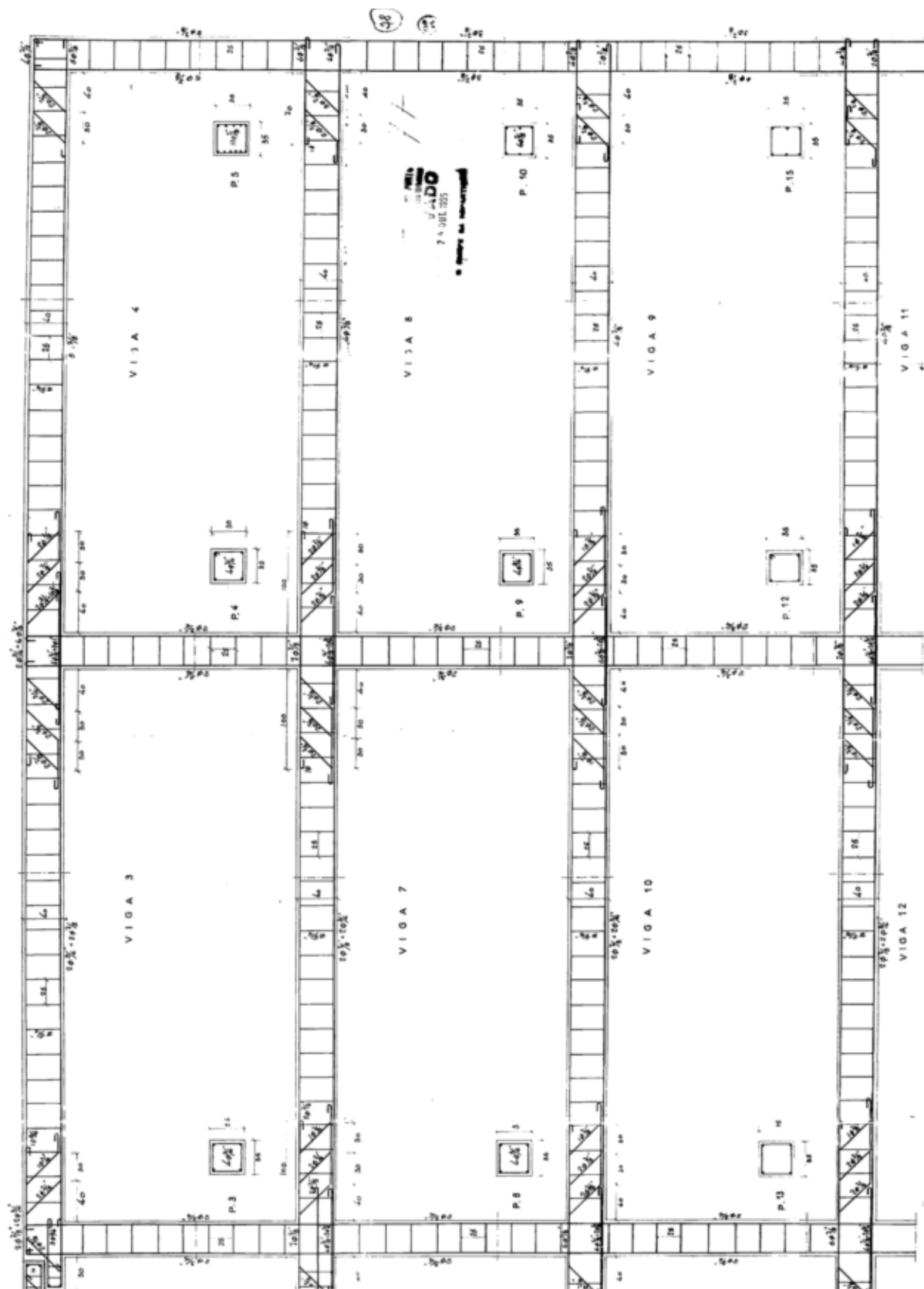


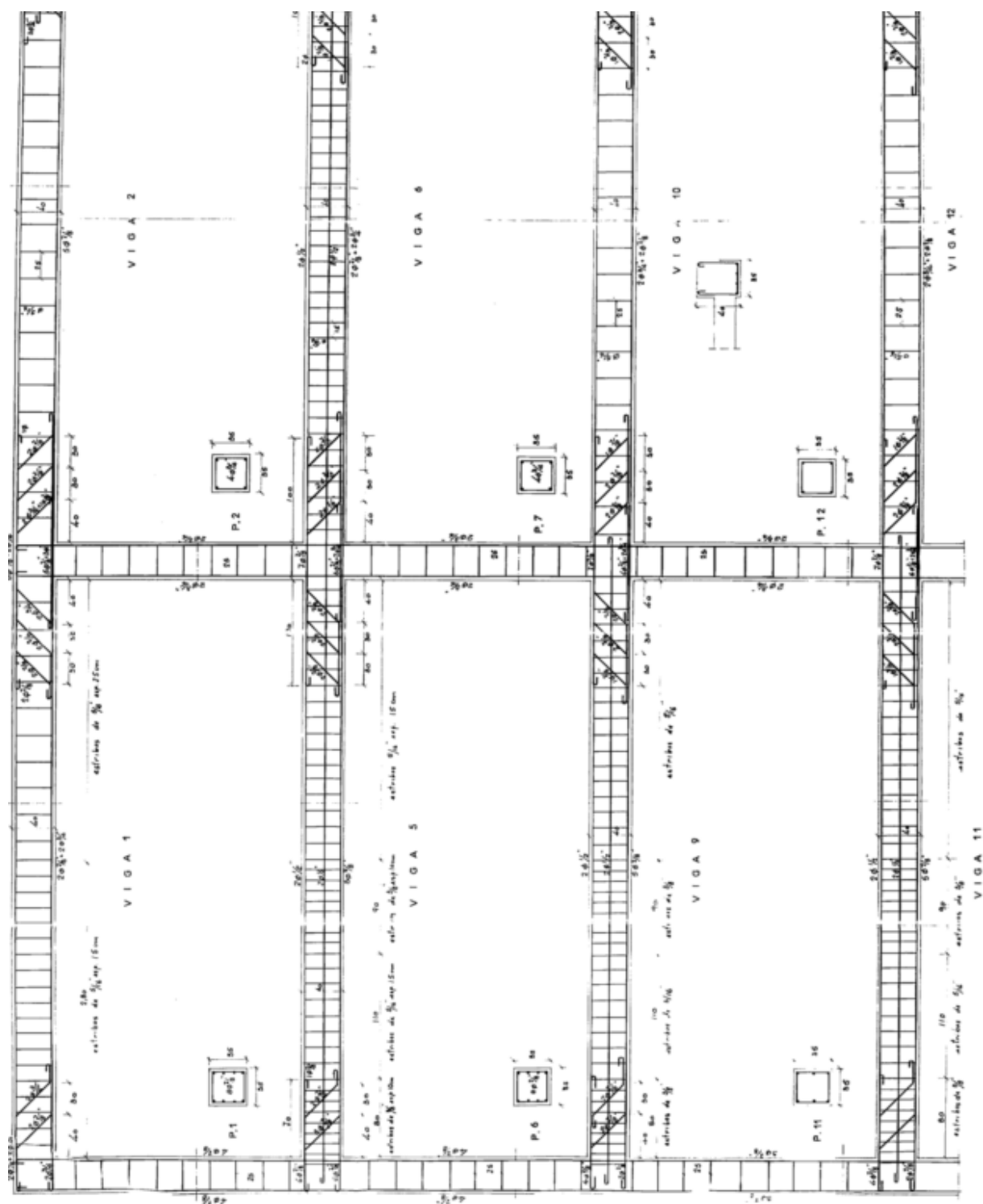


Pórtico II

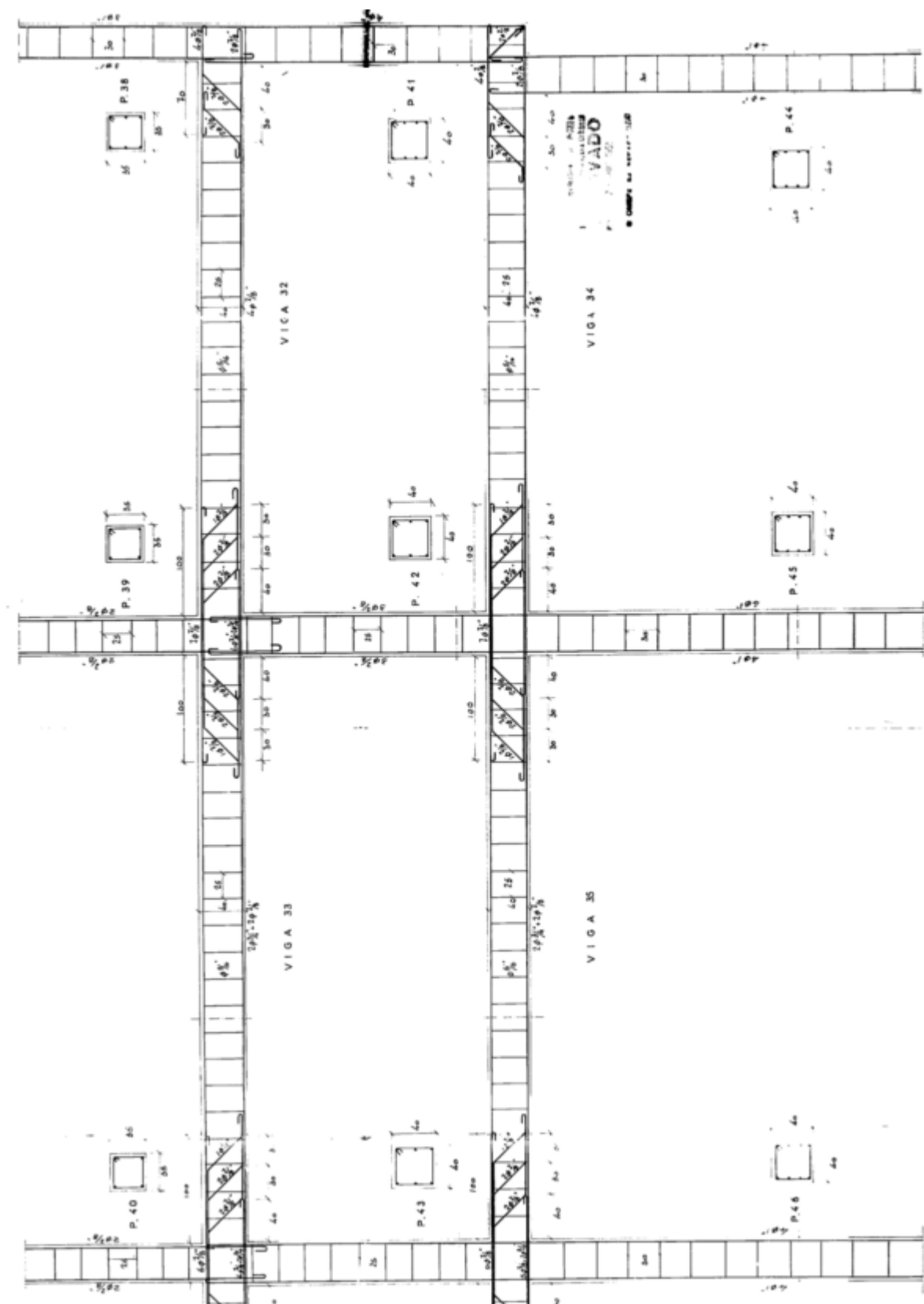


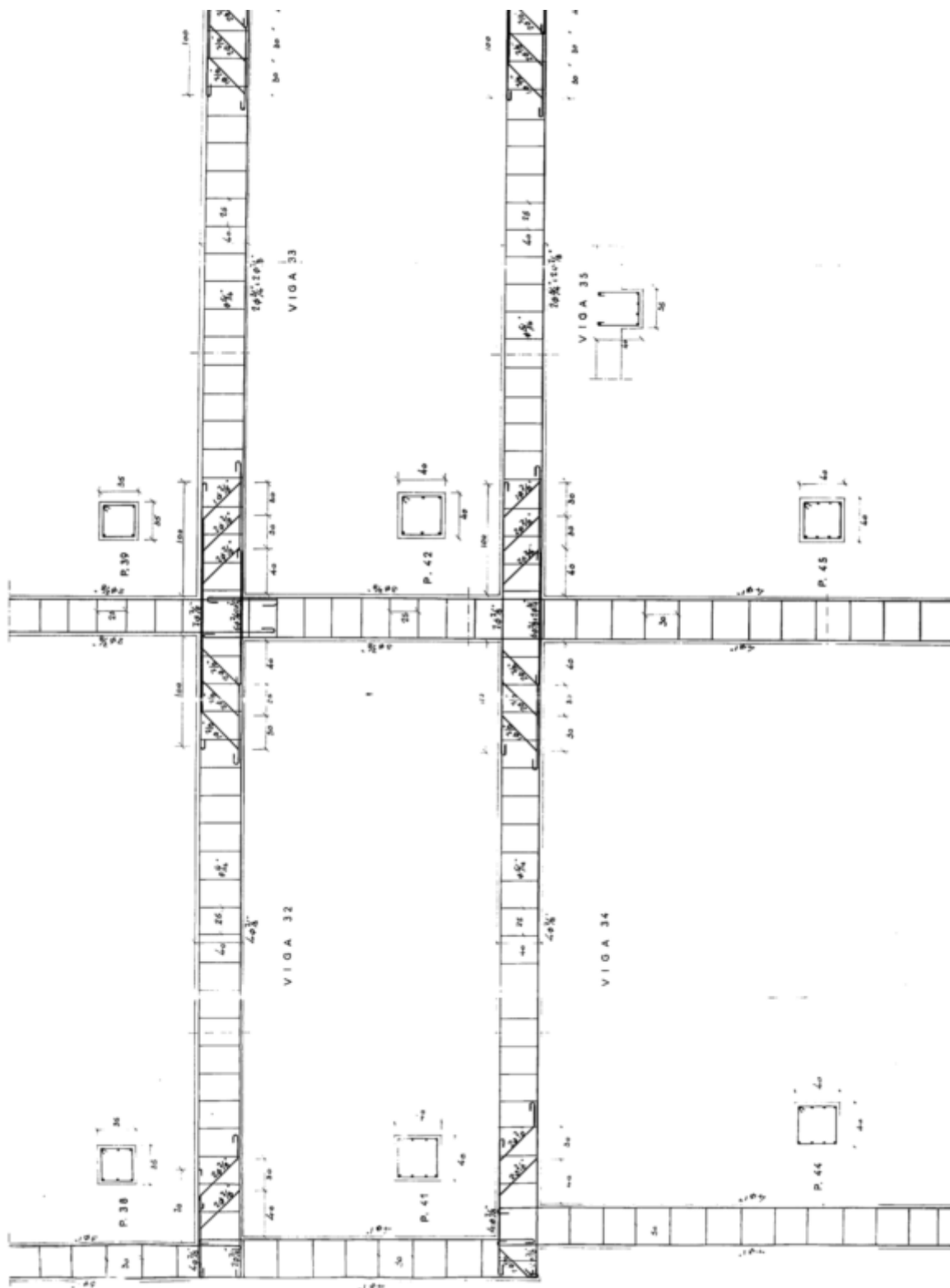




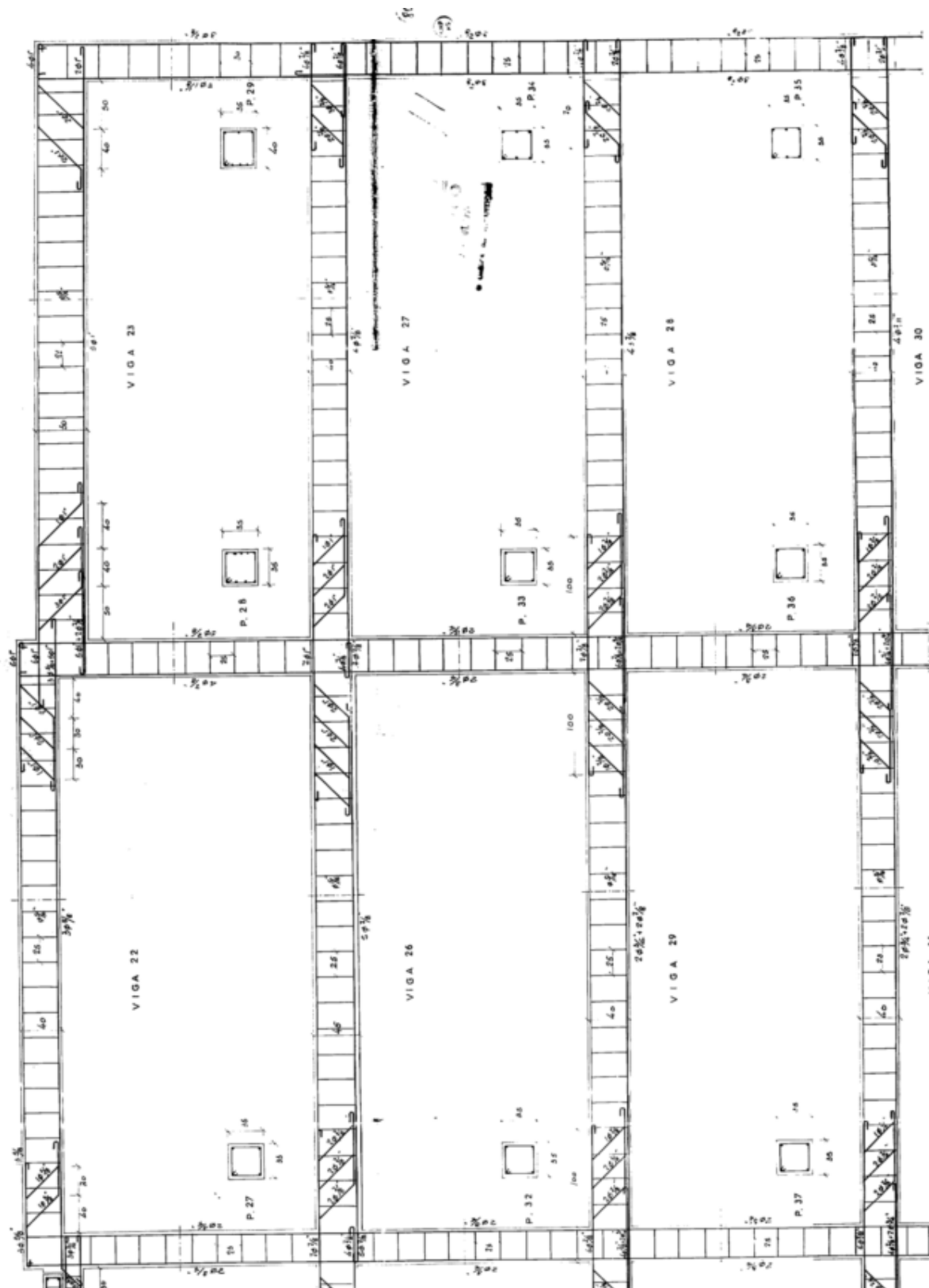


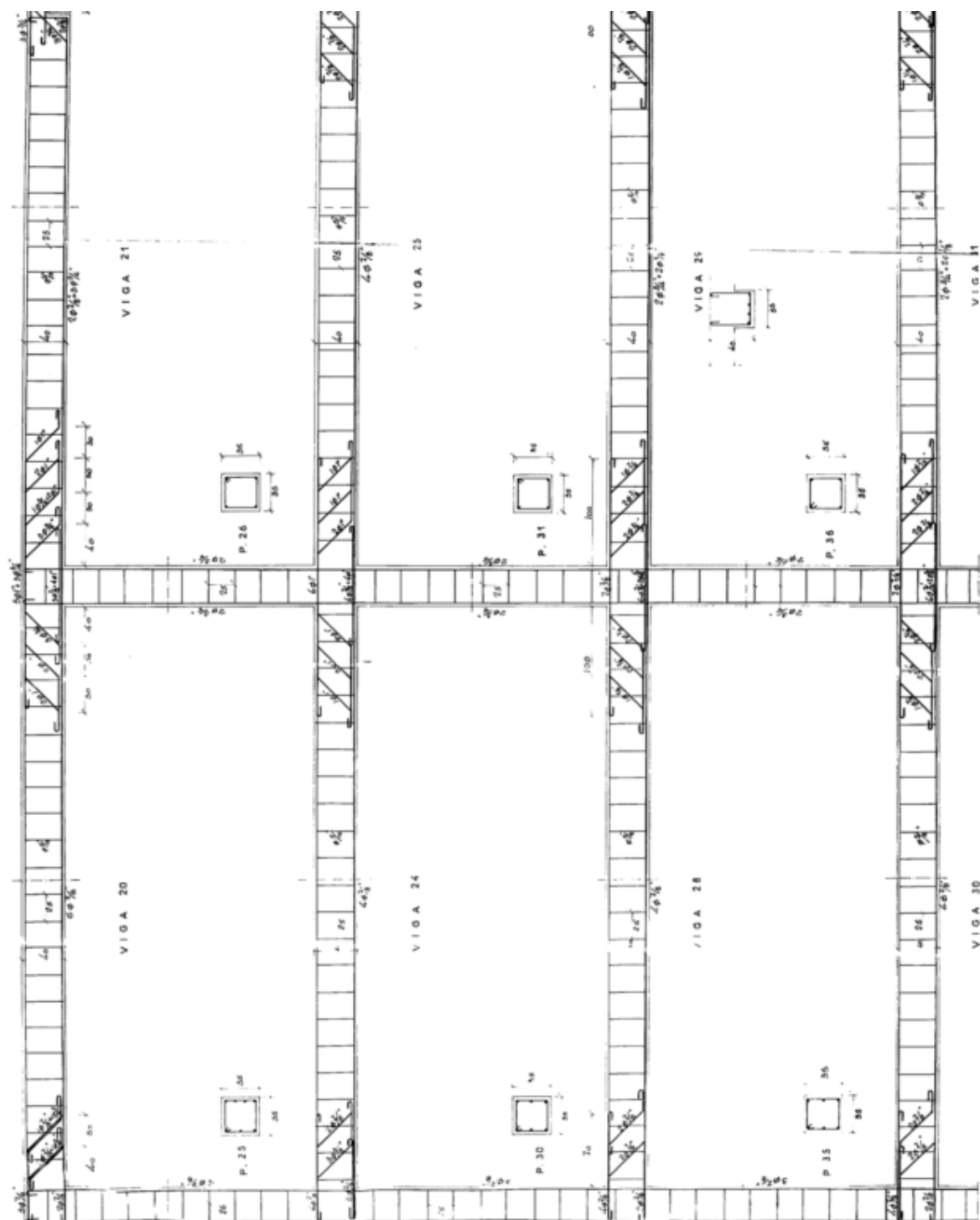
Pórtico III





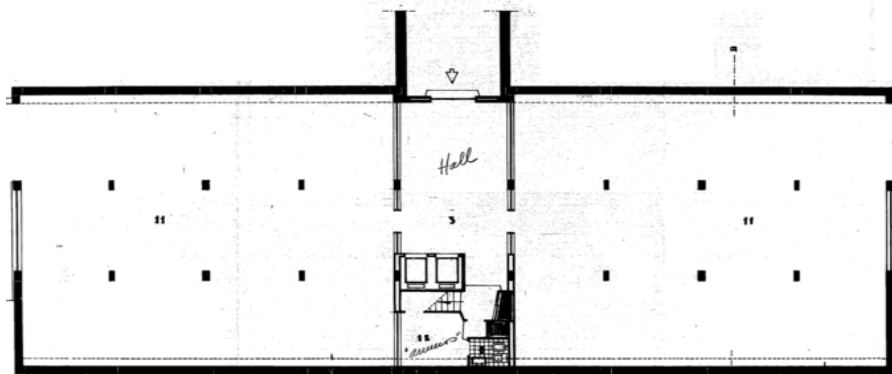






## ANEXO 2: Edifício Costa Cabral

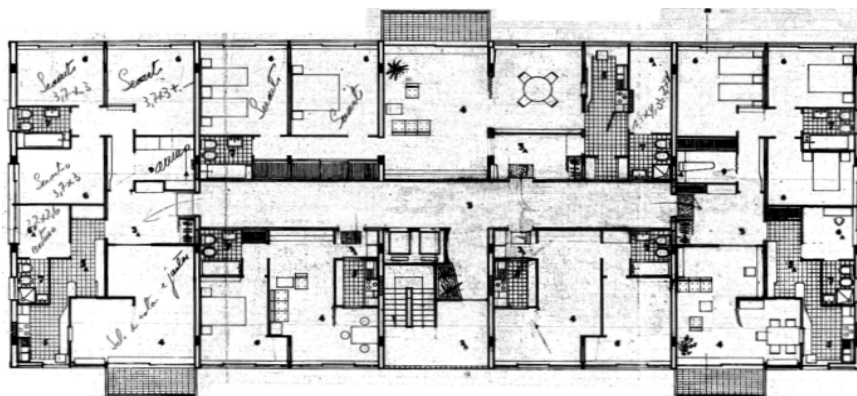
### Plantas de arquitectura



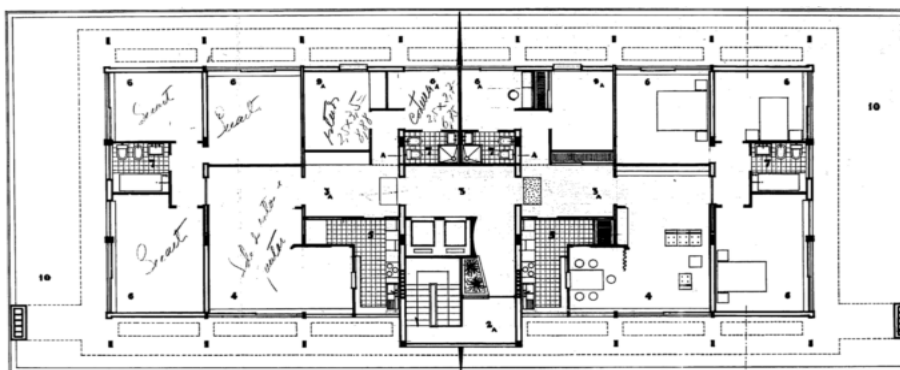
a) Planta da cave



b) Planta do rés-do-chão

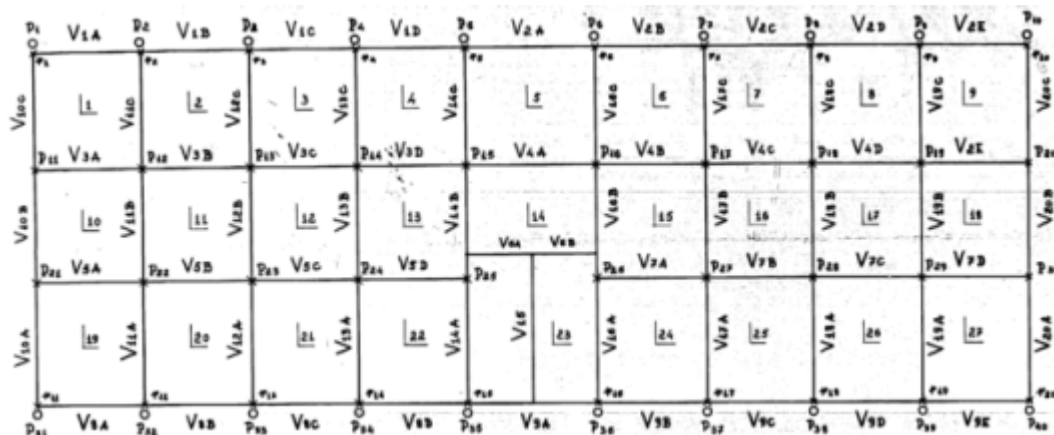


c) Planta do primeiro ao quinto andar

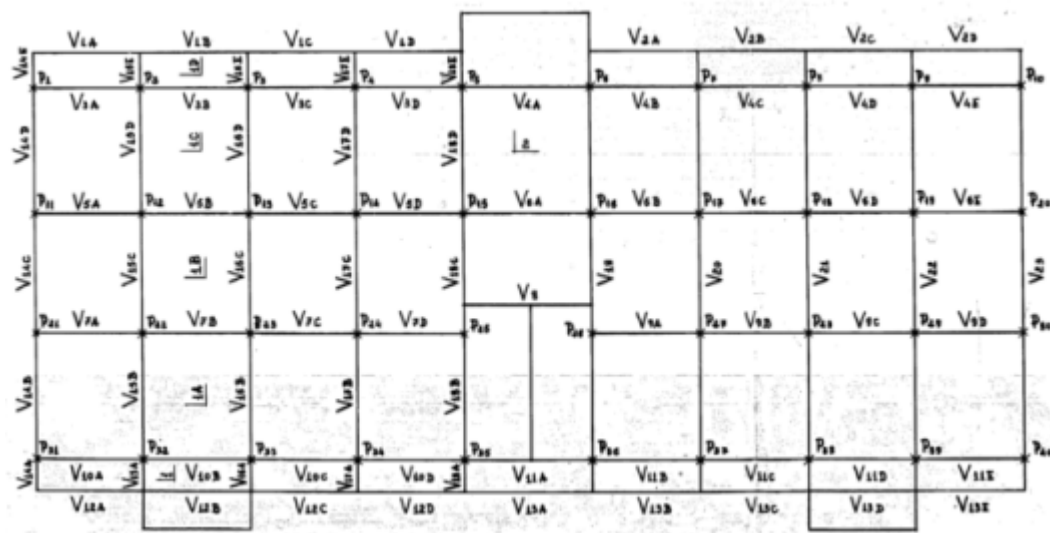


d) Planta do sexto andar

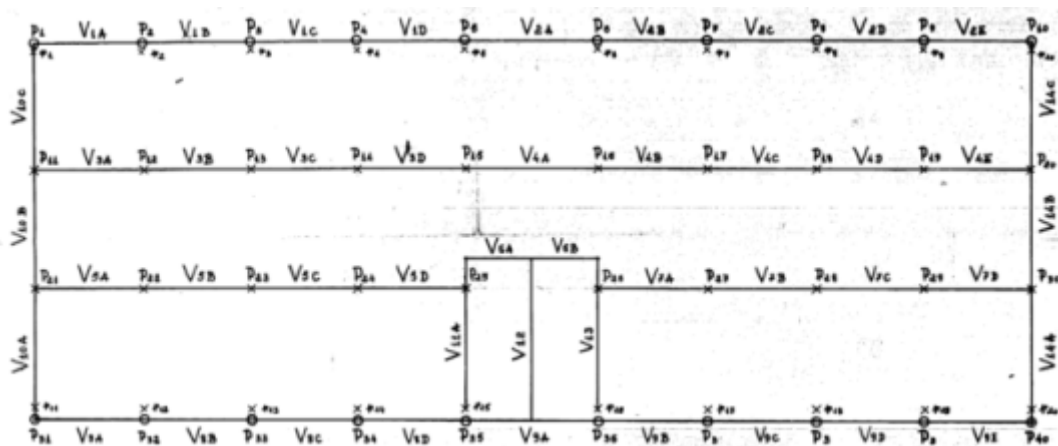
## Plantas estruturais



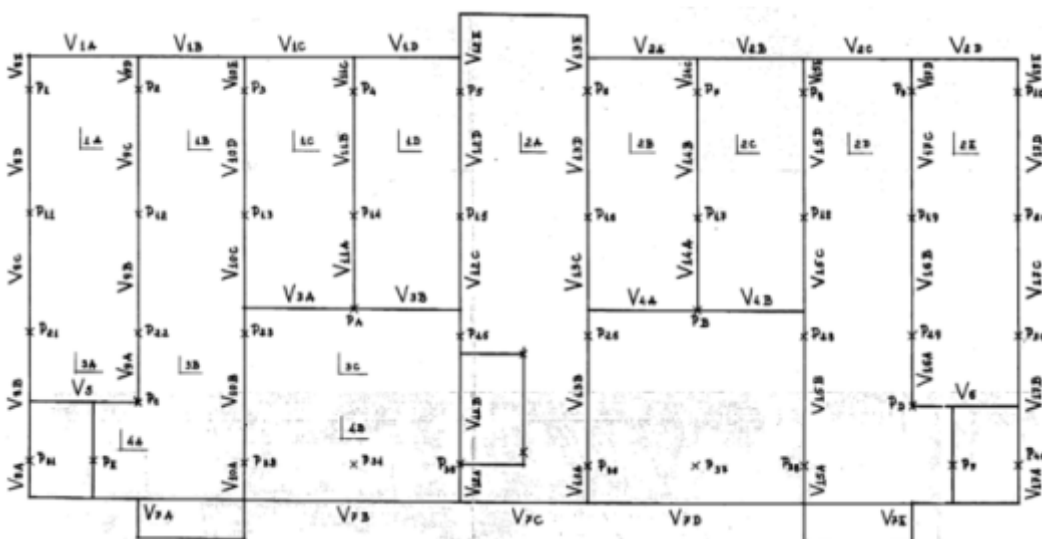
a) Planta estrutural da cave



b) Planta estrutural do rés-do-chão

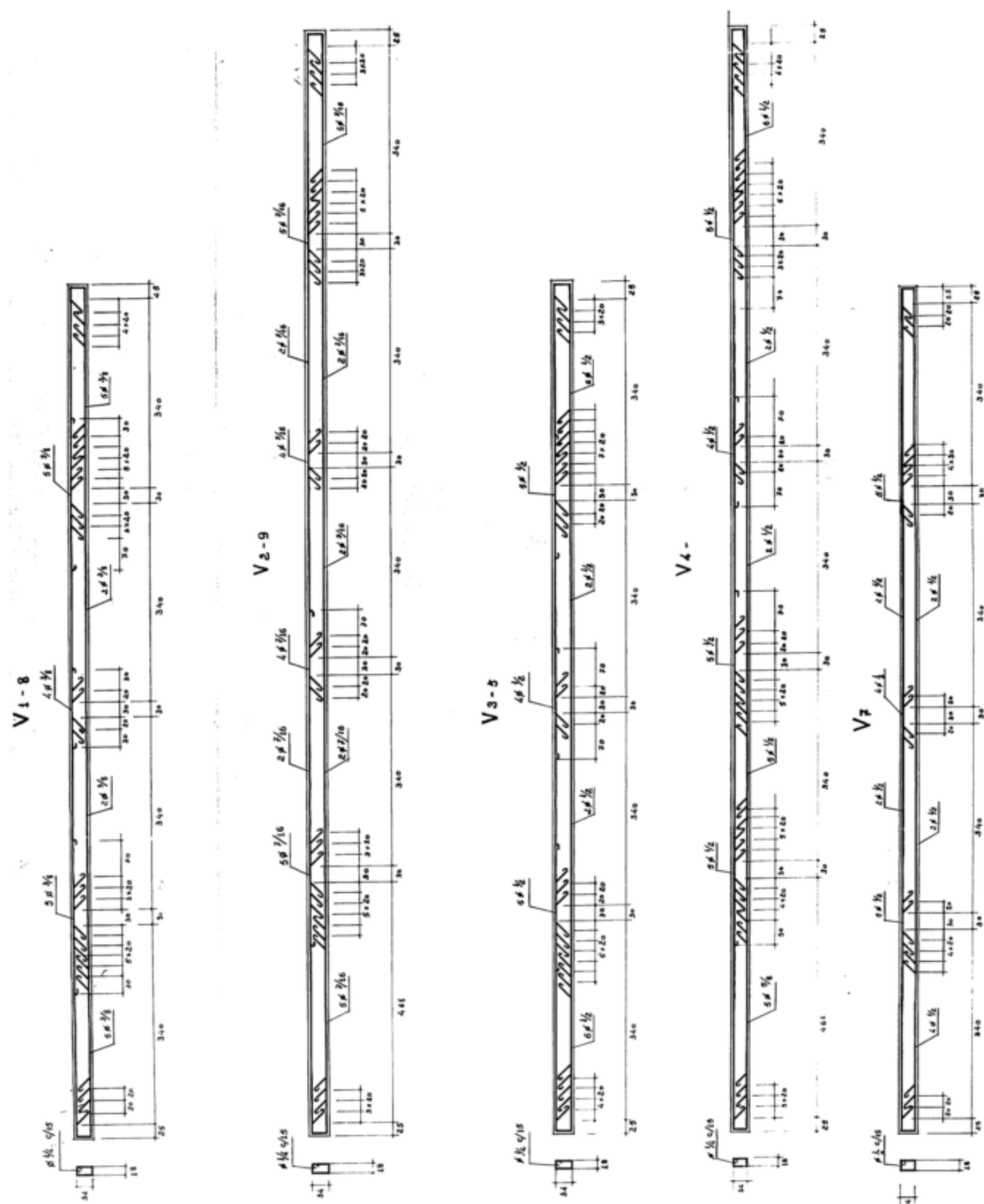


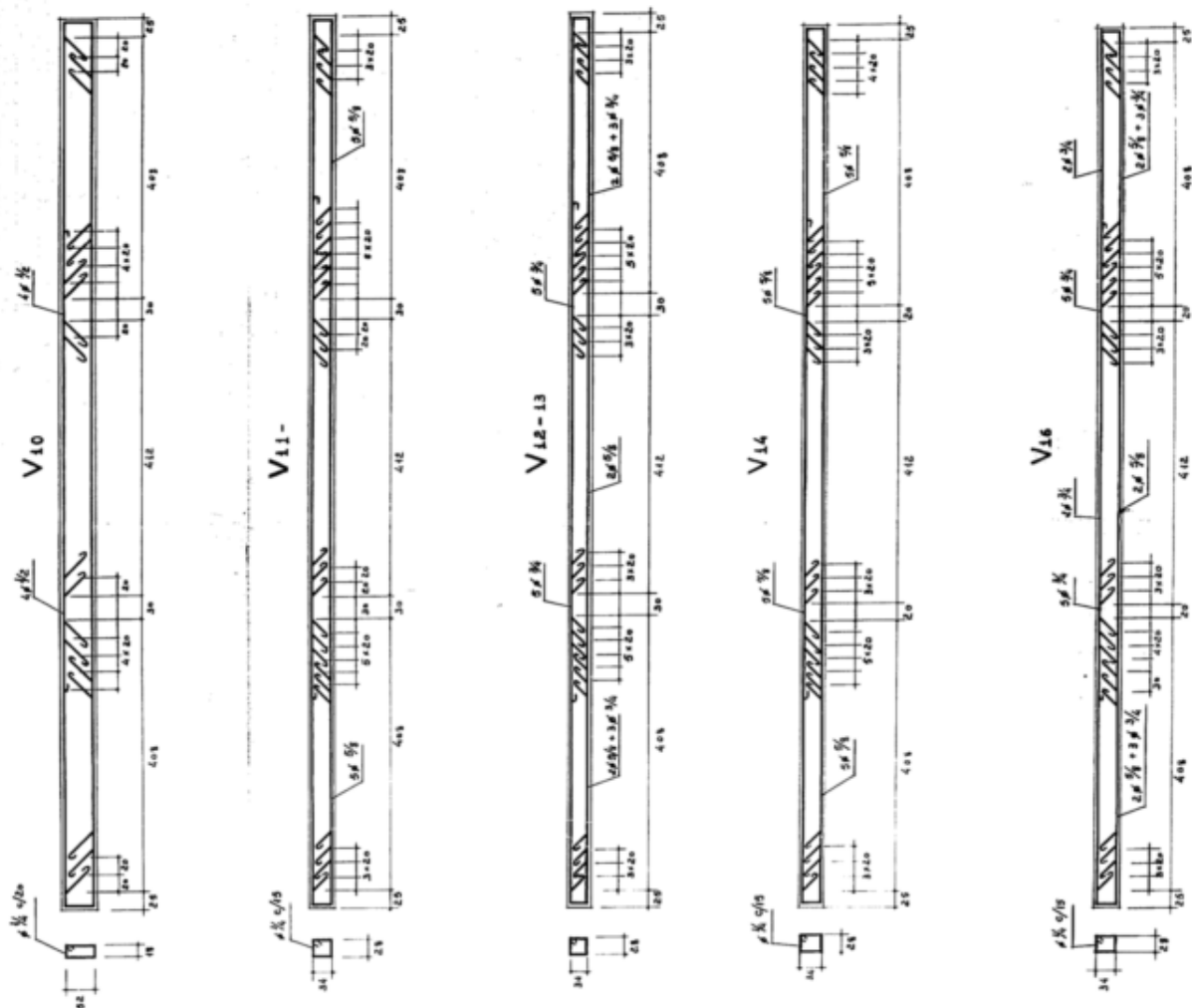
c) Planta estrutural do sub-tecto do rés-do-chão

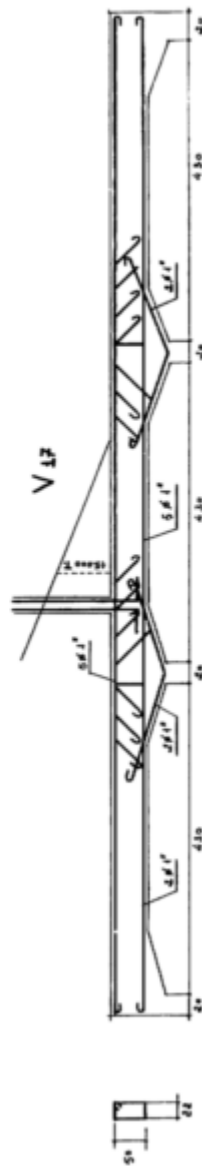
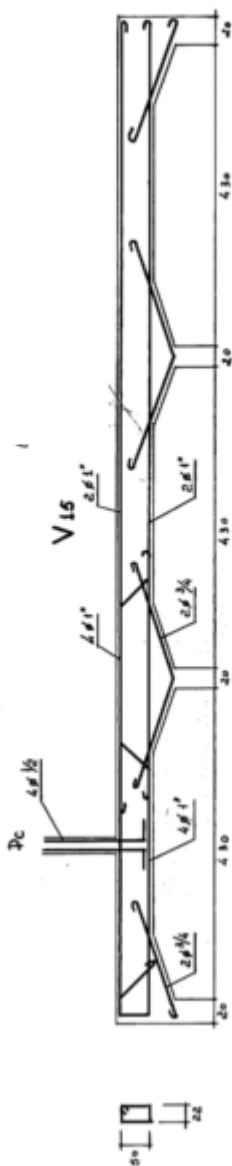
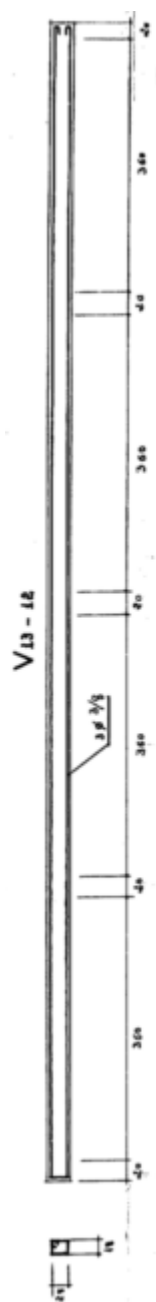


d) Planta estrutural do piso tipo

Vigas







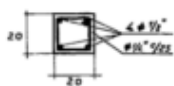


## Pilares

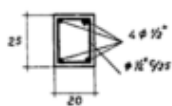
### 5º TETO

$P_1 \neq P_{11} - P_{21} - P_{22}$

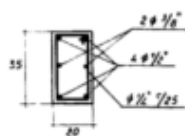
$P_{29} P_{30} P_{31} - P_{36} - P_{40}$



$P_{12} \neq P_{20} P_{26}$

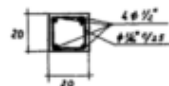


$P_{23} P_{28} - P_{35} - P_{38}$

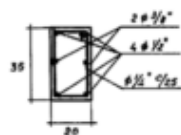


### 3º TETO

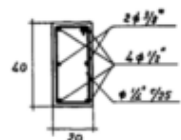
$P_1 P_{10}$



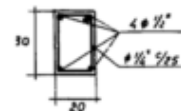
$P_2 P_3 P_7 P_8 P_9 P_{22} P_{29}$



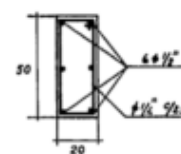
$P_2 P_5 P_6$



$P_{11} P_{20} P_{21}$   
 $P_{30} P_{31} P_{36} P_4$

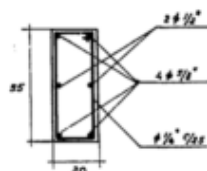


$P_{12} P_{13} P_{17} P_{18}$   
 $P_{19} - P_{26}$

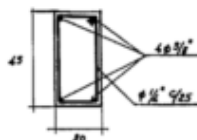


### 3º TETO

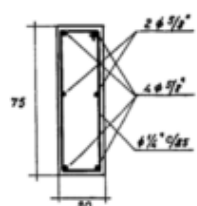
$P_{14}$



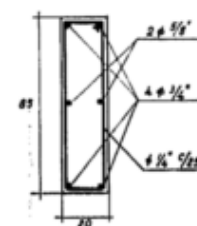
$P_{15} P_{16}$



$P_{23} P_{28}$

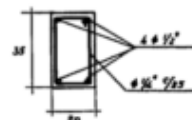


$P_{33} P_{38}$

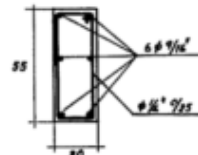


### 1º TETO

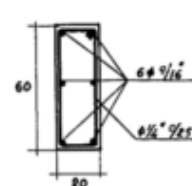
$P_1 P_{10}$



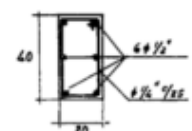
$P_2 P_3 P_7 P_8 P_9$



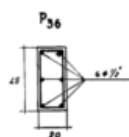
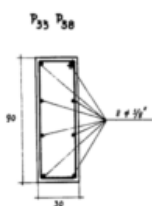
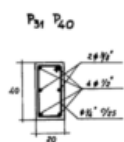
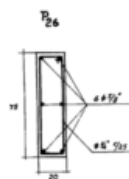
$P_4 P_5 P_6$



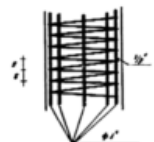
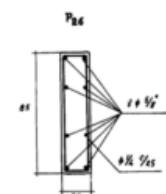
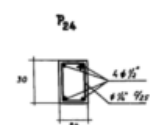
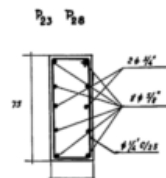
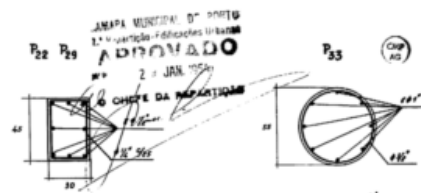
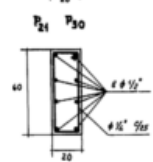
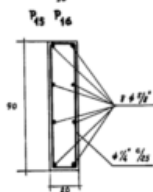
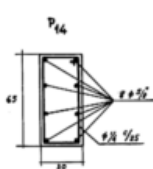
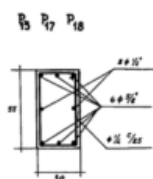
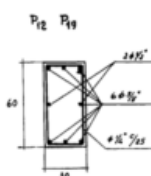
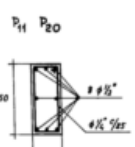
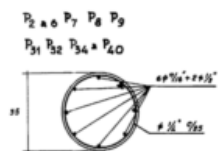
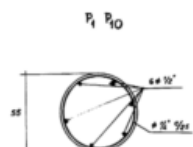
$P_{11} P_{20}$



## 1º TETO

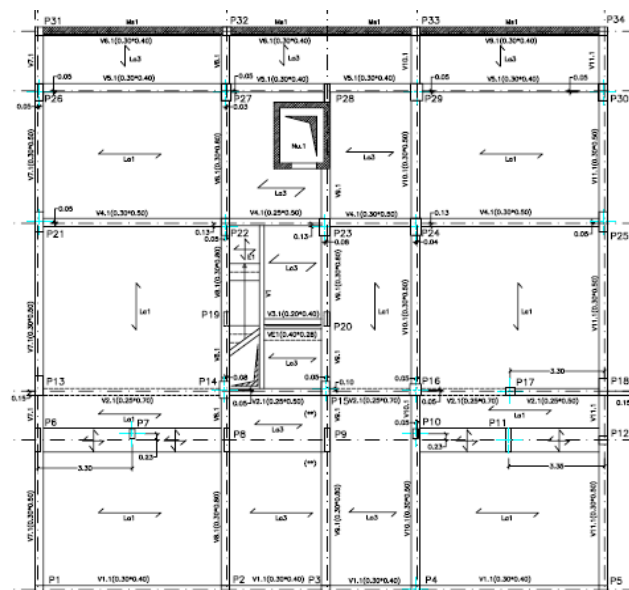


## REZ DO CHÃO

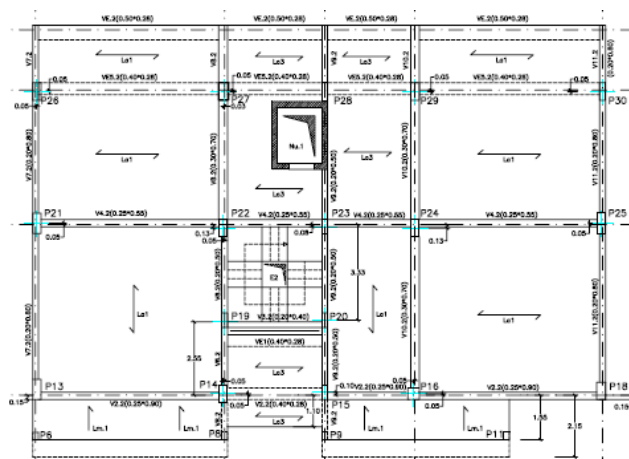


### ANEXO 3: Edifício de Avanca

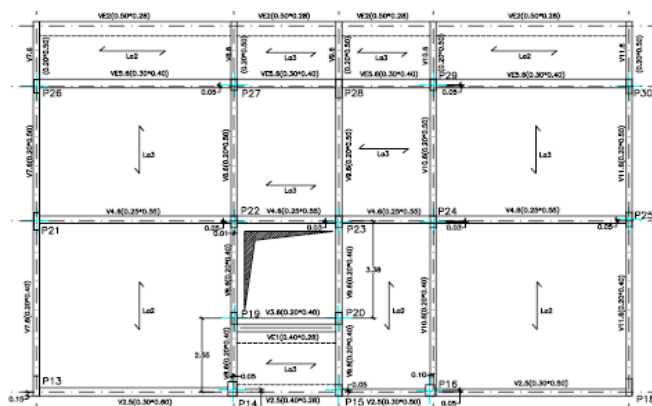
#### Plantas estruturais



a) Planta do rés-do-chão



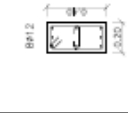
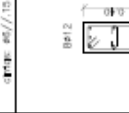
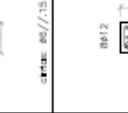

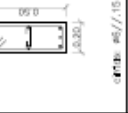

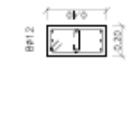
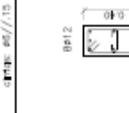

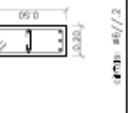
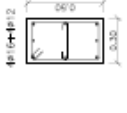





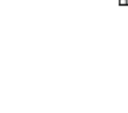

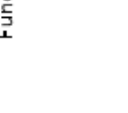






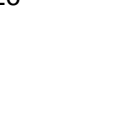

b) Planta do piso 1 a 4



c) Planta da cobertura

Pilares

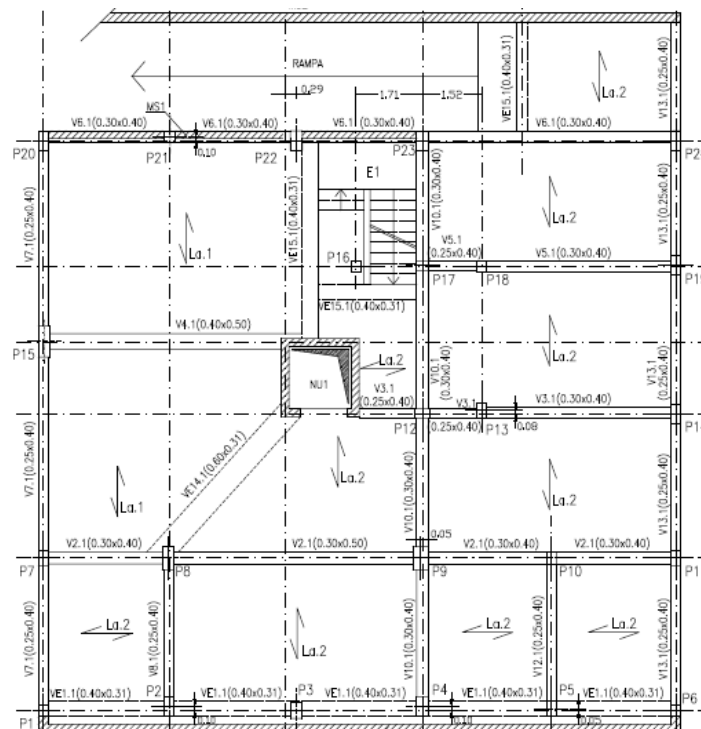
	P1=P2	P3	P4=P5	P6	P7	P8=P9	P10	P11	P12	P13	P14
Cobertura											
Piso 4											
Piso 3											
Piso 2											
Piso 1											
Piso 0											
Fundação											

	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
Cobertura										
Piso 4										
Piso 3										
Piso 2										
Piso 1										
Piso 0										
Fundação										

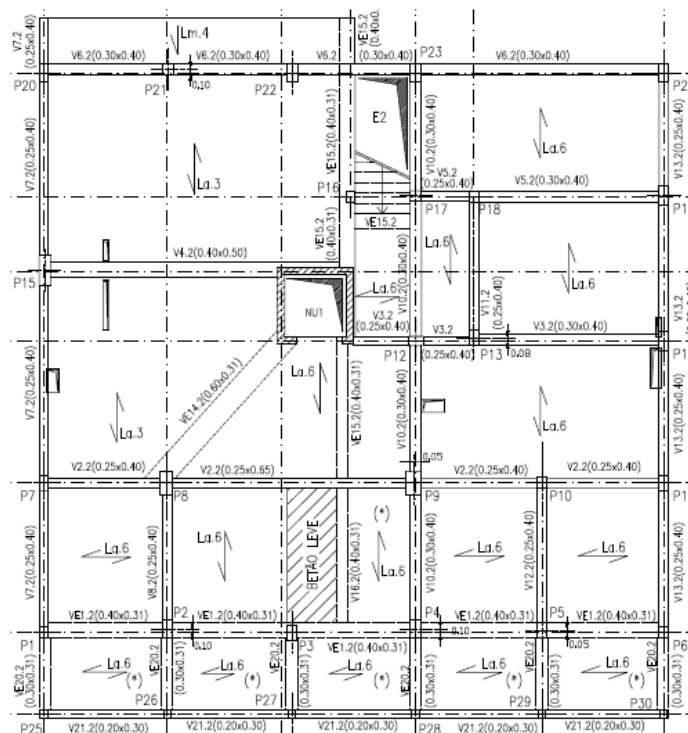
	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31=P32 P33=P34
Cobertura							
Piso 4							
Piso 3							
Piso 2							
Piso 1							
Piso 0							
Fundação							

## ANEXO 4: Edifício de Guimarães

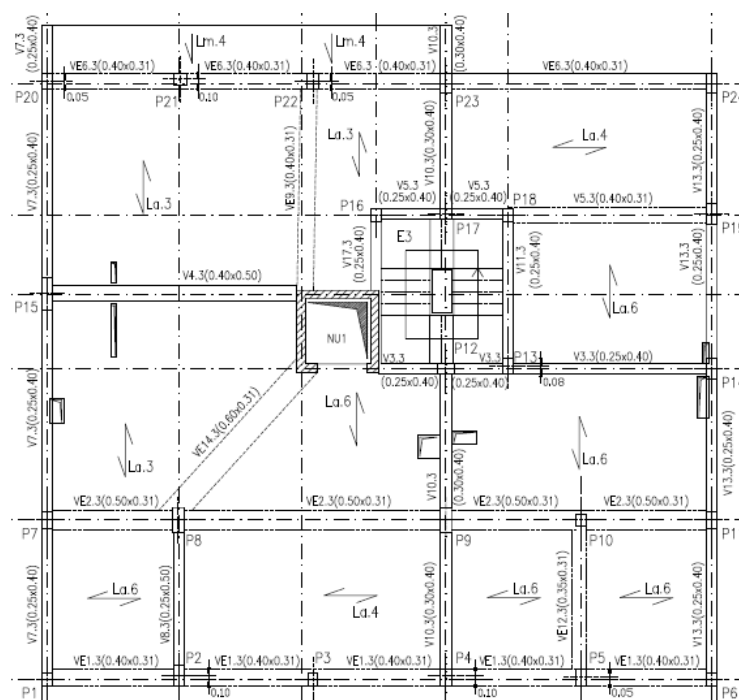
### Plantas estruturais



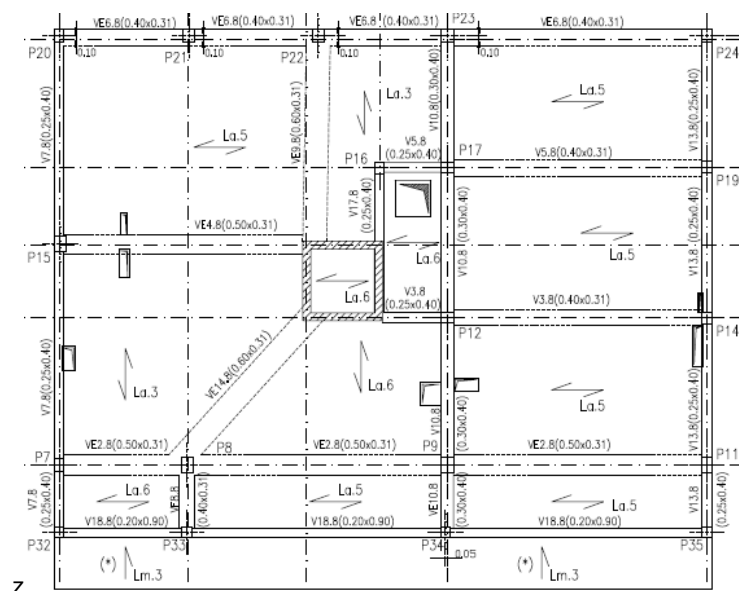
a) Planta do piso -1



b) Planta do rés-do-chão



















































































a) Planta do piso 1 a 4





























































































































b) Planta da cobertura



Pilares

Cobertura	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
Recuado										
Piso 4										
Piso 3										
Piso 2										
Piso 1										
Piso 0										
Piso -1										
Fundação										

Cobertura	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20
Recuado										
										
Piso 4										
Piso 3										
Piso 2										
Piso 1										
Piso 0										
Piso -1										
Fundação										

	P21	P22	P23	P24	P25 a P30	P31	P32 a P35
Cobertura							
Recuado							
Piso 4							
Piso 3							
Piso 2							
Piso 1							
Piso 0							
Piso -1							
Fundação							

## ANEXO 5: Definição da acção do vento

Para uma coerente comparação entre os requisitos de dimensionamento entre a regulamentação ainda em curso em Portugal e os regulamentos europeus a entrar em vigor a determinação da acção do vento foi efectuada segundo o RSA e o EC1.

O EC1 define cinco zonas de rugosidade aerodinâmica do terreno denominadas por categorias 0, 1, 2, 3 e 4, para as quais varia a intensidade do vento.

Actualmente ainda não se encontra definido o anexo nacional relativo a este regulamento pelo que, na consideração de uma velocidade fundamental base do vento para as zonas dos edifícios em estudo de 27 m/s.

Considerando unitários os valores de factor de direcção do vento e factor de época, o valor da velocidade base do vento vem igualmente 27 m/s.

Para calcular a velocidade média do vento admitiu-se  $z_{0,II}$  igual a 0,05m conforme recomendado e  $z_0$  função da rugosidade, atendendo aos respectivos valores limites de cada uma ( $z_{min}$  e  $z_{max}$ ), por forma a determinar o factor de terreno  $k_r$  necessário para determinar o factor de rugosidade dado por  $C_r$ . O factor orográfico é considerado igual à unidade.

A intensidade de turbulência gerada pelo vento é dada em função da altura de referência  $z_e$  do edifício, determinada pela altura média para cada edifício. O valor da altura de referência depende da relação entre a altura  $h$  do edifício e a largura  $b$  do edifício na direcção de actuação do vento considerada. No presente caso, consideraram-se quatro direcções preferenciais de actuação do vento, ou seja, as direcções perpendiculares às quatro fachadas dos edifícios.

O valor da pressão de velocidade extrema também é função da altura de referência e é com base no seu valor afectado do coeficiente de pressão externa que se determina a pressão externa do vento (acção uniforme de superfície). O coeficiente de pressão externa dado para edifícios é função da área carregada e da relação  $h/d$  em que  $d$  é a profundidade do edifício para a direcção de actuação do vento que se considere, os seus valores encontram-se na tabela 7.1 do presente regulamento.

O edifício é dividido em várias zonas para as quais os coeficientes de pressão do vento variam, de forma a representar a distribuição das pressões do vento de forma não uniforme nas diferentes superfícies.

A determinação da força das pressões externas produzidas pelo vento nos edifícios em estudo para as direcções x e y encontra-se de forma resumida nas Tabelas 1 a 8.

**Tabela 1** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção x para o edifício Parnaso [EC1].

		$z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 1,2	8.40	-2939.52	-2.50
	piso 3	9.60	-3169.65	-2.69
	piso4, 5, cob	18.00	-4325.51	-3.68
Zona B	piso 1,2	8.40	-7838.72	-6.66
	piso 3	9.60	-8452.40	-7.18
	piso4, 5, cob	18.00	-11534.69	-9.80
Zona C	piso 1,2	8.40	-12831.23	-10.91
	piso 3	9.60	-13835.78	-11.76
	piso4, 5, cob	18.00	-18881.18	-16.05
Zona D	piso 1,2	8.40	9798.40	8.33
	piso 3	9.60	10565.50	8.98
	piso4, 5, cob	18.00	14418.36	12.26
Zona E	piso 1,2	8.40	-5107.41	-4.34
	piso 3	9.60	-5507.27	-4.68
	piso4, 5, cob	18.00	-7515.57	-6.39

**Tabela 2** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção y para o edifício Parnaso [EC1].

		$z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 1,2,3,4,5,cob	18.00	-13388.47	-11.95
Zona B	piso 1,2,3,4,5,cob	18.00	-5492.71	-4.91
Zona D	piso 1,2,3,4,5,cob	18.00	44628.25	39.85
Zona E	piso 1,2,3,4,5,cob	18.00	-31072.42	-27.74

**Tabela 3** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção x para o edifício Costa Cabral [EC1].

		$z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 0,1,2,3	13.60	-6144.82	-5.22
	piso 4,5,6,cob	22.50	-7714.07	-6.56
Zona B	piso 0,1,2,3	13.60	-16386.18	-13.93
	piso 4,5,6,cob	22.50	-20570.85	-17.49
Zona C	piso 0,1,2,3	13.60	-21838.20	-18.56
	piso 4,5,6,cob	22.50	-27415.19	-23.30
Zona D	piso 0,1,2,3	13.60	20482.72	17.41
	piso 4,5,6,cob	22.50	25713.56	21.86
Zona E	piso 0,1,2,3	13.60	-10420.59	-8.86
	piso 4,5,6,cob	22.50	-13081.78	-11.12

**Tabela 4** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção y para o edifício Costa Cabral [EC1].

		$z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 0,1,2,3,4,5,cob	22.50	-20873.36	-20.87
Zona B	piso 0,1,2,3,4,5,cob	22.50	-11797.99	-11.80
Zona D	piso 0,1,2,3,4,5,cob	22.50	69577.87	69.58
Zona E	piso 0,1,2,3,4,5,cob	22.50	-44964.70	-44.97

**Tabela 5** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção x para o edifício de Avanca [EC1].

		$z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 0,1,2,3	12.70	-7779.30	-6.61
	piso4	18.00	-5853.11	-4.98
Zona B	piso 0,1,2,3	12.70	-20744.79	-17.63
	piso4	18.00	-15608.30	-13.27
Zona C	piso 0,1,2,3	12.70	-9060.53	-7.70
	piso4	18.00	-6817.11	-5.80
Zona D	piso 0,1,2,3	12.70	40427.83	34.36
	piso4	18.00	30417.75	25.85
Zona E	piso 0,1,2,3	12.70	-24762.05	-21.05
	piso4	18.00	-18630.87	-15.84

**Tabela 6** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção y para o edifício de Avanca [EC1].

		$Z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 0,1,2,3,4	18.00	-13687.99	-13.69
Zona B	piso 0,1,2,3,4	18.00	-20140.24	-20.14
Zona D	piso 0,1,2,3,4	18.00	45626.63	45.63
Zona E	piso 0,1,2,3,4	18.00	-29685.83	-29.69

**Tabela 7** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção x para o edifício de Guimarães [EC1].

		$Z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 0,1,2,3,4	14.21	-6742.77	-6.74
	piso 5, cob	18.00	-7523.29	-7.52
Zona B	piso 0,1,2,3,4	14.21	-17980.73	-17.98
	piso 5, cob	18.00	-20062.11	-20.06
Zona C	piso 0,1,2,3,4	14.21	-1567.24	-1.57
	piso 5, cob	18.00	-1748.65	-1.75
Zona D	piso 0,1,2,3,4	14.21	22475.91	22.48
	piso 5, cob	18.00	25077.64	25.08
Zona E	piso 0,1,2,3,4	14.21	-14159.83	-14.16
	piso 5, cob	18.00	-15798.92	-15.80

**Tabela 8** – Forças relativas à acção do vento segundo a direcção y para o edifício de Guimarães [EC1].

		$Z_e$	$w_e \cdot A_{ref}$	$F_{we}$ [kN]
Zona A	piso 0,1,2,3,4,5	16.24	-7981.04	-7.98
	piso cob	18.00	-8362.65	-8.36
Zona B	piso 0,1,2,3,4,5	16.24	-18612.60	-18.61
	piso cob	18.00	-19502.55	-19.50
Zona D	piso 0,1,2,3,4,5	16.24	26603.47	26.60
	piso cob	18.00	27875.49	27.88
Zona E	piso 0,1,2,3,4,5	16.24	-16760.19	-16.76
	piso cob	18.00	-17561.56	-17.56

É de notar que os valores apresentados relativos ao primeiro e último pisos são posteriormente afectados para traduzirem a área de influência real.

A quantificação da acção do vento segundo o RSA é bastante mais pragmática, sendo definida através da multiplicação de coeficientes de pressão tabelados (Anexo I – Quadro I-I) pela pressão dinâmica do vento, função da velocidade da rajada do vento, que considera a rugosidade aerodinâmica do solo e o zonamento do território.

O território português encontra-se, para determinação dos efeitos da acção do vento, dividido em duas zonas (A e B) e dois tipos de rugosidade distintos (I e II).

Desta forma, obteve-se a força de pressão externa relativa aos edifícios em estudo (Tabelas 9 a 12).

**Tabela 9** – Forças relativas à acção do vento para ambas as direcções para o edifício Parnaso [RSA].

	h [m]	Fy [kN]	Fx [kN]
Piso 1	4.00	58.06	15.35
Piso 2	6.80	56.06	14.82
Piso 3	9.60	56.06	14.82
Piso 4	12.40	56.06	14.82
Piso 5	15.20	57.55	15.21
Cobertura	18.00	30.45	8.05

**Tabela 10** – Forças relativas à acção do vento para ambas as direcções para o edifício Costa Cabral [RSA].

	h [m]	Fy [kN]	Fx [kN]
Piso 0	0	63.76	19.28
Piso 1	4.50	106.26	32.13
Piso 2	7.50	85.01	25.70
Piso 3	10.50	85.01	25.70
Piso 4	13.50	85.01	25.70
Piso 5	16.50	89.68	27.12
Piso 6	19.50	94.88	28.69
Cobertura	22.50	49.83	15.07

**Tabela 11** – Forças relativas à acção do vento para ambas as direcções para o edifício de Avanca [RSA].

	h [m]	Fy [kN]	Fx [kN]
Piso 0	0	26.73	13.72
Piso 1	3.00	53.46	27.43
Piso 2	6.00	53.46	27.43
Piso 3	9.00	53.46	27.43
Piso 4	12.00	29.03	14.89

**Tabela 12** – Forças relativas à acção do vento para ambas as direcções para o edifício de Guimarães [RSA].

	h [m]	Fy [kN]	Fx [kN]
Piso 0	0	16.20	14.57
Piso 1	3.00	32.40	29.15
Piso 2	6.00	32.40	29.15
Piso 3	9.00	32.40	29.15
Piso 4	12.00	32.40	29.15
Piso 5	15.00	32.40	29.15
Cobertura	18.00	17.60	15.83

Tendo em consideração que a acção do vento é contabilizada nos seus quatro sentido principais.

**ANEXO 6:** Factores de participação modal dos casos de estudo

	Modo	Período [s]	UX	UY	Soma UX	Soma UY
EC8	1	1.2687	0.7770	0.0013	0.7770	0.0013
	2	1.1151	0.0001	0.9143	0.7771	0.9156
	3	0.7662	0.1232	0.0001	0.9004	0.9157
	4	0.4088	0.0957	0.0000	0.9961	0.9157
	5	0.3582	0.0000	0.0667	0.9961	0.9824
	6	0.3076	0.0002	0.0000	0.9962	0.9824
	7	0.2275	0.0017	0.0000	0.9979	0.9824
	8	0.2031	0.0000	0.0125	0.9979	0.9949
	9	0.1845	0.0000	0.0001	0.9979	0.9950
	10	0.1463	0.0000	0.0000	0.9980	0.9950
	11	0.1357	0.0000	0.0031	0.9980	0.9981
	12	0.1313	0.0000	0.0000	0.9980	0.9981
RSA	1	1.2320	0.7907	0.0013	0.7917	0.0013
	2	1.0965	0.0001	0.9158	0.7918	0.9171
	3	0.7574	0.1102	0.0001	0.9020	0.9172
	4	0.4018	0.0955	0.0000	0.9975	0.9172
	5	0.3534	0.0000	0.0662	0.9975	0.9834
	6	0.3040	0.0001	0.0000	0.9976	0.9834
	7	0.2250	0.0016	0.0000	0.9992	0.9835
	8	0.2006	0.0000	0.0117	0.9992	0.9952
	9	0.1814	0.0000	0.0001	0.9992	0.9953
	10	0.1460	0.0000	0.0000	0.9992	0.9953
	11	0.1347	0.0000	0.0022	0.9992	0.9975
	12	0.1344	0.0000	0.0007	0.9992	0.9982

a) Edifício Parnaso



	Modo	Período [s]	UX	UY	Soma UX	Soma UY
EC8	1	1.4887	0.6819	0.0000	0.6819	0.0000
	2	0.7891	0.0000	0.7801	0.6819	0.7801
	3	0.7748	0.0000	0.0049	0.6820	0.7850
	4	0.5491	0.1387	0.0000	0.8207	0.7850
	5	0.3519	0.0650	0.0000	0.8857	0.7850
	6	0.3145	0.0000	0.0992	0.8857	0.8841
	7	0.3092	0.0006	0.0002	0.8862	0.8843
	8	0.2775	0.0315	0.0000	0.9177	0.8843
	9	0.2193	0.0002	0.0000	0.9179	0.8843
	10	0.2152	0.0000	0.0312	0.9179	0.9155
	11	0.2117	0.0066	0.0000	0.9245	0.9155
	12	0.1695	0.0031	0.0000	0.9276	0.9155
RSA	1	1.4960	0.6796	0.0000	0.6796	0.0000
	2	0.8013	0.0000	0.7882	0.6796	0.7882
	3	0.7802	0.0000	0.0014	0.6796	0.7896
	4	0.5507	0.1376	0.0000	0.8172	0.7896
	5	0.3523	0.0651	0.0000	0.8823	0.7896
	6	0.3177	0.0000	0.0989	0.8823	0.8884
	7	0.3106	0.0007	0.0001	0.8830	0.8885
	8	0.2783	0.0332	0.0000	0.9161	0.8885
	9	0.2202	0.0003	0.0000	0.9164	0.8886
	10	0.2171	0.0000	0.0288	0.9164	0.9173
	11	0.2131	0.0071	0.0000	0.9235	0.9173
	12	0.1707	0.0034	0.0000	0.9269	0.9173

b) Edifício Costa Cabral

	Modo	Período [s]	UX	UY	Soma UX	Soma UY
EC8	1	0.6358	0.5470	0.0007	0.5470	0.0007
	2	0.4662	0.0576	0.0368	0.6046	0.0374
	3	0.4198	0.0014	0.5590	0.6060	0.5964
	4	0.1925	0.0589	0.0003	0.6649	0.5967
	5	0.1356	0.0527	0.0013	0.7176	0.5980
	6	0.1314	0.0000	0.0066	0.7176	0.6046
	7	0.1308	0.0002	0.0004	0.7178	0.6051
	8	0.1250	0.0000	0.0001	0.7178	0.6052
	9	0.1241	0.0000	0.0000	0.7178	0.6052
	10	0.1211	0.0003	0.0095	0.7181	0.6146
	11	0.1190	0.0001	0.0052	0.7182	0.6198
	12	0.1177	0.0000	0.0194	0.7182	0.6392
RSA	1	0.6427	0.5564	0.0004	0.5564	0.0004
	2	0.4664	0.0524	0.0365	0.6088	0.0369
	3	0.4212	0.0016	0.5663	0.6104	0.6032
	4	0.1934	0.0602	0.0002	0.6706	0.6034
	5	0.1358	0.0538	0.0009	0.7244	0.6043
	6	0.1321	0.0000	0.0065	0.7245	0.6108
	7	0.1314	0.0001	0.0011	0.7246	0.6119
	8	0.1262	0.0000	0.0001	0.7246	0.6120
	9	0.1247	0.0000	0.0000	0.7246	0.6120
	10	0.1218	0.0003	0.0120	0.7249	0.6240
	11	0.1192	0.0001	0.0210	0.7250	0.6450
	12	0.1183	0.0001	0.0108	0.7251	0.6558

c) Edifício de Avanca

	Modo	Período [s]	UX	UY	Soma UX	Soma UY
EC8	1	0.9007	0.5602	0.0046	0.5602	0.0046
	2	0.7623	0.0162	0.5595	0.5763	0.5640
	3	0.7168	0.2011	0.0116	0.7775	0.5757
	4	0.3051	0.0215	0.0003	0.7989	0.5760
	5	0.2118	0.0089	0.1076	0.8078	0.6836
	6	0.2031	0.0681	0.0066	0.8759	0.6902
	7	0.1868	0.0171	0.0030	0.8929	0.6932
	8	0.1437	0.0008	0.0000	0.8937	0.6932
	9	0.1183	0.0002	0.0003	0.8939	0.6934
	10	0.1172	0.0013	0.0000	0.8952	0.6935
	11	0.1146	0.0000	0.0001	0.8952	0.6935
	12	0.1065	0.0047	0.0040	0.8999	0.6975
RSA	1	0.9037	0.5638	0.0034	0.5638	0.0034
	2	0.7609	0.0160	0.5606	0.5798	0.5639
	3	0.7200	0.2053	0.0130	0.7851	0.5770
	4	0.3094	0.0206	0.0003	0.8057	0.5773
	5	0.2112	0.0139	0.1012	0.8196	0.6784
	6	0.2038	0.0582	0.0107	0.8778	0.6891
	7	0.1923	0.0241	0.0040	0.9019	0.6931
	8	0.1472	0.0009	0.0000	0.9028	0.6931
	9	0.1191	0.0004	0.0002	0.9032	0.6933
	10	0.1183	0.0013	0.0001	0.9045	0.6934
	11	0.1151	0.0000	0.0000	0.9045	0.6935
	12	0.1071	0.0041	0.0024	0.9086	0.6959

d) Edifício de Guimarães

**ANEXO 7:** Forças de corte na base (sem a consideração de coeficientes de comportamento)

			Parnaso		Costa Cabral		Avanca		Guimarães	
			Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy
Direcção x	Próxima	EC8	415.96	20.48	1053.00	0.57	1072.98	111.95	925.94	159.75
		RSA	372.92	17.43	895.44	0.65	909.40	85.09	773.59	124.65
	Afastada	EC8	586.84	29.50	1396.87	0.55	1458.02	121.57	1165.09	183.54
		RSA	603.65	28.65	1327.32	0.77	1036.12	75.67	984.30	143.99
Direcção y	Próxima	EC8	20.48	526.39	0.57	1904.56	111.95	1570.24	159.75	1213.00
		RSA	17.43	465.86	0.65	1660.42	85.09	1275.10	124.66	1007.06
	Afastada	EC8	29.50	746.51	0.55	2644.56	121.57	1585.46	183.55	1540.02
		RSA	28.65	750.72	0.77	2312.33	75.67	1067.11	144.01	1285.08
Direcção xy	Próxima	EC8	416.01	159.24	1053.00	571.37	1073.51	484.19	927.18	397.42
		RSA	372.96	140.84	895.44	498.13	909.75	391.88	774.49	326.82
	Afastada	EC8	586.91	225.89	1396.87	793.37	1458.47	490.93	1166.39	497.13
		RSA	603.71	227.03	1327.32	693.70	1036.36	328.95	985.25	411.54
Direcção yx	Próxima	EC8	126.46	526.43	315.90	1904.56	340.81	1570.60	320.44	1213.95
		RSA	113.23	465.89	268.63	1660.42	285.78	1275.36	263.44	1007.76
	Afastada	EC8	178.51	746.56	419.06	2644.56	453.99	1585.88	394.79	1541.00
		RSA	183.35	750.77	398.20	2312.33	319.91	1067.35	328.53	1285.81

**ANEXO 8:** Forças de corte na base (sem a consideração de coeficientes de comportamento e de segurança)

			Parnaso		Costa Cabral		Avanca		Guimarães	
			Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy	Fx	Fy
Direcção x	Próxima	EC8	415.96	20.48	1053.00	0.57	1072.98	111.95	925.94	159.75
		RSA	248.62	11.62	596.96	0.43	606.26	56.73	515.72	83.10
	Afastada	EC8	586.84	29.50	1396.87	0.55	1458.02	121.57	1165.09	183.54
		RSA	402.43	19.10	884.88	0.52	690.74	50.45	656.20	95.99
Direcção y	Próxima	EC8	20.48	526.39	0.57	1904.56	111.95	1570.24	159.75	1213.00
		RSA	11.62	310.58	0.43	1106.95	56.73	850.07	83.10	671.38
	Afastada	EC8	29.50	746.51	0.55	2644.56	121.57	1585.46	183.55	1540.02
		RSA	19.10	500.48	0.52	1541.55	50.45	711.41	96.00	856.72
Direcção xy	Próxima	EC8	416.01	159.24	1053.00	571.37	1073.51	484.19	927.18	397.42
		RSA	248.64	93.89	596.96	332.09	606.50	261.25	516.33	217.88
	Afastada	EC8	586.91	225.89	1396.87	793.37	1458.47	490.93	1166.39	497.13
		RSA	402.47	151.35	884.88	462.47	690.91	219.30	656.84	274.36
Direcção yx	Próxima	EC8	126.46	526.43	315.90	1904.56	340.81	1570.60	320.44	1213.95
		RSA	75.48	310.60	179.09	1106.95	190.52	850.24	175.62	671.84
	Afastada	EC8	178.51	746.56	419.06	2644.56	453.99	1585.88	394.79	1541.00
		RSA	122.23	500.52	265.47	1541.55	213.28	711.57	219.02	857.21

**ANEXO 9:** Verificação do dimensionamento

l=	6.00	m
b=	0.30	m
h=	0.60	m
d=	0.57	m
B25	13.33	Mpa
A400	347.83	Mpa
a/d	0.05	
A/A'=1		

Pilar – flexão composta							SAP2000		
M	N	N	niu	v100	v1000	As (N=100)	As (N=1000)	As (N=100)	As (N=1000)
0.45	100	1000	0.000	0.042	0.417	3.00E-06	0	-	-
2.25	100	1000	0.002	0.042	0.417	1.40E-05	0	-	-
4.5	100	1000	0.003	0.042	0.417	2.800E-05	0	-	-
22.5	100	1000	0.016	0.042	0.417	1.340E-04	0	-	-
27	100	1000	0.019	0.042	0.417	1.620E-04	0	-	-
36	100	1000	0.025	0.042	0.417	2.170E-04	0	-	-
45	100	1000	0.031	0.042	0.417	2.730E-04	0	5.40E-04	-
90	100	1000	0.063	0.042	0.417	6.750E-04	0	1.20E-03	5.40E-04
135	100	1000	0.094	0.042	0.417	1.156E-03	0	1.50E-03	5.40E-04
225	100	1000	0.156	0.042	0.417	2.120E-03	8.47E-04	2.50E-03	1.40E-03
337.5	100	1000	0.234	0.042	0.417	3.321E-03	2.06E-03	3.60E-03	2.80E-03
450	100	1000	0.313	0.042	0.417	4.523E-03	3.26E-03	4.90E-03	4.10E-03
675	100	1000	0.469	0.042	0.417	6.920E-03	5.67E-03	7.40E-03	6.80E-03
900	100	1000	0.625	0.042	0.417	-	5.67E-03	-	9.30E-03
1575	100	1000	1.094	0.042	0.417	-	-	-	-
2250	100	1000	1.563	0.042	0.417	-	-	-	-
As <sub>min</sub> =			5.40E-04	(ok)					

Pilar - Flexão desviada									SAP2000			
Mx	My	N	niux	niuy	v100	v1000	w	As	w	As	As100	As1000
0.45	0.9	1000	0.000	0.001	0.042	0.417	0.000					
2.25	4.5	1000	0.002	0.003	0.042	0.417	0.000	0.00E+00	0.000	0.00E+00	5.40E-04	5.40E-04
4.5	9	1000	0.003	0.006	0.042	0.417	0.000	0.00E+00	0.000	0.00E+00	5.40E-04	5.40E-04
22.5	45	1000	0.016	0.031	0.042	0.417	0.040	2.76E-04	0.000	0.00E+00	5.40E-04	5.40E-04
27	54	1000	0.019	0.038	0.042	0.417	0.056	3.86E-04	0.000	0.00E+00	6.30E-04	5.40E-04
36	72	1000	0.025	0.050	0.042	0.417	0.100	6.90E-04	0.000	0.00E+00	1.20E-03	5.40E-04
45	90	1000	0.031	0.063	0.042	0.417	0.120	8.28E-04	0.000	0.00E+00	1.40E-03	1.10E-03
90	180	1000	0.063	0.125	0.042	0.417	0.280	1.93E-03	0.200	1.38E-03	3.00E-03	2.30E-03
135	270	1000	0.094	0.188	0.042	0.417	0.490	3.38E-03	0.380	2.62E-03	4.90E-03	4.50E-03
225	450	1000	0.156	0.313	0.042	0.417	0.900	6.21E-03	0.820	5.66E-03	8.90E-03	8.60E-03
337.5	675	1000	0.234	0.469			-		-		-	-
As <sub>min</sub> =			5.40E-04	(ok)								

l=	6.00	m
b=	0.30	m
h=	0.60	m
d=	0.57	m
B25	13.33	Mpa
A400	347.83	Mpa
a/d	0.05	
A/A'=1		

Viga duplamente armada - Flexão composta						SAP2000		
p	M	niu	$\omega$	As -	As +	As -	As +	A/A
0.1	0.45	0.000		0				
0.5	2.25	0.002		0		2.60E-04	2.60E-04	1.00
1	4.5	0.003	0.005	3.278E-05	6.555E-05	2.60E-04	2.60E-04	1.00
5	22.5	0.017	0.018	1.180E-04	1.180E-04	2.60E-04	2.60E-04	1.00
6	27	0.021	0.021	1.377E-04	1.377E-04	2.60E-04	2.60E-04	1.00
8	36	0.028	0.029	1.901E-04	1.901E-04	2.60E-04	2.60E-04	1.00
10	45	0.035	0.036	2.360E-04	2.360E-04	2.60E-04	2.60E-04	1.00
20	90	0.069	0.072	4.720E-04	2.549E-04	4.80E-04	2.60E-04	0.54
30	135	0.104	0.109	7.145E-04	2.572E-04	7.30E-04	2.60E-04	0.36
50	225	0.173	0.188	1.232E-03	2.465E-04	1.30E-03	2.60E-04	0.20
75	337.5	0.260	0.301	1.973E-03	2.565E-04	2.00E-03	2.60E-04	0.13
100	450	0.346	0.398	2.609E-03	7.827E-04	2.60E-03	7.90E-04	0.30
150	675	0.519	0.568	3.723E-03	1.973E-03	3.80E-03	2.00E-03	0.53
200	900	0.693	0.76	4.982E-03	3.288E-03	5.00E-03	3.30E-03	0.66
350	1575	1.212						
500	2250	1.731						
As <sub>min</sub> =		2.57E-04 (ok)						

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] Arêde, A.; Pinto, A. V. [1996] - “Reinforced concrete global section modelling: definition of skeleton curves” Special Publication No. I.96.36 Joint Research Centre.
- [2] Bento, R. [2003] “Análises estáticas não lineares – Eurocódigo 8.” Instituto Superior Técnico.
- [3] Carvalho, E.; [2007]. “Anexo nacional do Eurocódigo 8: Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal.
- [4] CEN [2001]. “Eurocode 0 – Basis of structural design”, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [5] CEN [2002]. “Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions”, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [6] CEN [1991]. “Eurocode 2 – Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings”, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [7] CEN [2003]. “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [8] Coelho, E.; Carvalho, E.; Silva, M. [2004]. “Reparação e reforço sísmico de estruturas no Eurocódigo 8”.
- [9] Dymiotis, C.; Kappos, A; Chryssanthopoulos, M. [1999]. “Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity”.
- [10] Fonseca, J. [2005]. “Forma e estrutura no bloco de habitação, património moderno em Portugal.” Dissertação de Mestrado, Faup.
- [11] Guerreiro, L. [1999]. “Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta.” Instituto Superior Técnico.
- [12] [1983] “RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifício e Pontes”, Lisboa.
- [13] [1984] “REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”, Lisboa.
- [14] Rodrigues, H. [2005]. “Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios, Dissertação de Mestrado, Feup.
- [15] Varum, H. (1996) - “Modelo numérico para a análise de pórticos planos de betão armado”, Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [16] Varum, H. (2003) - “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”, PhD Thesis, Dept. Civil Engineering, University of Aveiro.